

ARMIERTER BETON.

1916. März.

INHALT

- Zum 50jährigen Jubiläum des Geheimen Kommerzienrats Dr.-Ing. e. h. Eugen Dyckerhoff. S. 57.
Bericht über die 19. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 23. Februar im Kaiserhof in Berlin. S. 58.
Bericht über die Hauptversammlung des Vereins Deutscher Eisenportlandzement-Werke E. V. Düsseldorf. S. 61.
Grundlegende Entscheidung des preussischen Ministers der öffentlichen Arbeiten betr. die Behandlung von Konstruktionen aus umschürtem Gußeisen. S. 62.
Genehmigung der neuen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und Beton in Preußen. S. 62.
Eigenartige Herstellung einer Stützmauer. Von Geheimrat Prof. Böhm, Dresden. S. 63.
Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte. Von Dr.-Ing. Ernst Suter, Oberingenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt. S. 66.
Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober (Dresden). S. 75.
Bücherbesprechungen. S. 79.

ZUM 50 JÄHRIGEN JUBILÄUM DES GEHEIMEN KOMMERZIENRATS DR.-ING. e. h. EUGEN DYCKERHOFF.

In diesen Tagen sind fünfzig Jahre vergangen, daß der in allen Kreisen unserer deutschen Fachgenossen und weit über die Grenzen unserer Heimat als bahnbrechender Pionier und hervorragender Organisator auf dem Gebiete des Betonbaues bekannte und hochgeschätzte Geheime Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Eugen Dyckerhoff in Biebrich auf eine 50 jährige, an grundlegenden Erfolgen überreiche Tätigkeit im Dienste der deutschen Betontechnik zurückblickt.

Vergegenwärtigt man sich heute, in welchen unbedeutenden Anfängen vor 50 Jahren noch der Betonbau befangen war, wie er sein Haupttätigkeitsfeld damals allein in der Kunststeinherstellung suchte, und gedenkt man, wie sich aus diesen Keimen trotz anfänglicher Anfeindungen im Lauf von fünf Jahrzehnten die gewaltige, heute das bauliche Schaffen unserer Zeit fast beherrschende Beton- und Eisenbetonindustrie entwickelt hat, so wird man hierbei in erster Linie der erfolgreichen Lebensarbeit von Eugen Dyckerhoff zu gedenken haben, als eines der Männer, der jener baulichen Entwicklung den Stempel seines großzügigen Geistes und seiner schaffensfreudigen Energie aufgeprägt hat. Als im März 1897 sich eine Anzahl von Vertretern der damals schon zu großer Bedeutung und Ausdehnung gelangten deutschen Kunststeinfabriken und Stampfbetonfirmen mit einem Aufruf an ihre Fachgenossen zum engeren wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Zusammenschlusse und zur Gründung eines Vereins wandten, gehörte auch Eugen Dyckerhoff zu seinen Unterzeichnern. Als dann im weiteren Verlaufe am 3. Dezember 1898 im Architektenhause zu Berlin von 203 Teilnehmern der Deutsche Betonverein ins Leben gerufen war, wurde nach dem bereits wenige Wochen später erfolgten Hinscheiden des ersten Vor-

sitzenden Hartwig Hüser, Eugen Dyckerhoff zum Vereinsvorsitzenden erwählt. Während 12 Jahren einer unermüdlichen und an Erfolgen reichen Amtsführung hat Eugen Dyckerhoff bis zum Februar 1911 den Deutschen Betonverein geleitet, dessen allseitig verehrter Ehrenvorsitzender er heute ist. Wenn der Deutsche Betonverein bei seiner Gründung die Förderung der gemeinsamen fachwissenschaftlichen und wirtschaftlichen Angelegenheiten seiner Mitglieder als seinen Lebenszweck bezeichnete, so hat sein langjähriger Vorsitzender unentwegt und weitschauend an der Erfüllung dieser Aufgaben gearbeitet, und zwar in steter und lebendiger Fühlung mit der baulichen Praxis, mit der er selbst als Leiter der im Betonbau allezeit vorbildlichen und auf vielen Sondergebieten führenden Baufirma Dyckerhoff und Widmann in Biebrich aufs engste verbunden war. Unter Eugen Dyckerhoffs Leitung ist aber der Deutsche Betonverein noch erheblich mehr geworden als wie seine Begründer geahnt und gewollt haben. Wenn vor Beginn des Weltkrieges der Deutsche Betonverein zu seiner Hauptversammlung nach Berlin rief, so folgten dem Rufe die Techniker aus ganz Deutschland, nicht nur die engeren Fachgenossen des Betonbaus in allen seinen verschiedentlichen Anwendungsgebieten, sondern auch die Vertreter unserer technischen Zentralbehörden, unserer größeren städtischen und industriellen Gemeinschaften, die Professoren unserer Technischen Hochschulen, die Leiter der Materialprüfungsämter — aus dem Deutschen Betontag war allmählich ein Kongress im besonderen aller Bauingenieure Deutschlands geworden, von dem ein jeder mit neuen wertvollen Anregungen für die Praxis heimkehrte, aus dem Betontag hatte sich in den, von seinem Vorsitzenden gewiesenen Bahnen eine allgemeine große, technisch-wissen-

schaftliche Gemeinschaft gebildet! Das alles aber verdankt diese an erster Stelle dem zielbewußten, den Zusammenschluß aller beteiligten Kreise und ihre werktätige Anteilnahme sichernden Eintreten Eugen Dyckerhoffs im Dienste einer wahrhaft produktiven vaterländischen Arbeit.

Heut, wo viele von denen, die sonst an der Arbeit des Deutschen Betonvereins erfolgreich teilgenommen, in Feindeserde schlummern oder getreue Wacht halten im Westen, Osten und Süden, ist es nicht die Zeit, den Ehrentag Dr. Eugen Dyckerhoffs klangvoll zu begehen. Ein Wunsch aber, der alle die bewegen wird, die dem

vortrefflichen Manne näher treten durften, und der ihm zu seinem 50. Ehrentage dargebracht sei, ist der, daß es ihm in den kommenden Jahren noch oft beschieden sein möge, in friedlicher Zeit, in seiner bewundernswerten geistigen und körperlichen Frische an den Tagungen des Deutschen Betontages teilnehmen und Zeuge sein zu können nicht nur der glücklichen Fortentwicklung seiner Lebensarbeit, sondern auch der dankbaren ihm von allen Seiten entgegengebrachten Verehrung.

Dresden, den 1. März 1916.

M. Foerster.

BERICHT ÜBER DIE 19. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETONVEREINS AM 23. FEBRUAR IM KAISERHOF IN BERLIN.

Es war im Hinblick auf die Kriegszeit eine nur etwa 100 Personen zählende Anzahl von Mitgliedern des Deutschen Beton-Vereins, die sich im Kaiserhof in Berlin am 23. Februar zur 19. Hauptversammlung zusammenfand. Wie im vergangenen Jahre beschränkten sich die Verhandlungen vorwiegend auf die Erledigung von Vereinsgeschäften; daneben trug dem Ernste der Zeit und der hohen wirtschaftlichen Anspannung aller Kreise ein von echtem deutschen Vertrauen auf die gegenwärtige und künftige Gestaltung der Verhältnisse getragener Vortrag des Syndikus Dr. Wildner aus Dresden Rechnung über: Deutschlands Wirtschaftsleben in und nach dem Kriege. Über den Vortrag selbst hoffen wir in einer der nächsten Nummern berichten zu können.

In seinem Jahresberichte teilte der Vorsitzende Herr Alfred Hüser-Obercassel mit, daß der Verein bei Ablauf des letzten Geschäftsjahres 154 ordentliche, 79 außerordentliche und 23 beratende Mitglieder gezählt habe. Der kleine Rückgang an Mitgliedern ist darauf zurückzuführen, daß infolge des Krieges einzelne Firmen ihre Betriebe vollständig, einige auf unbestimmte Zeit — infolge Einberufung — schließen mußten. Viele der Mitgliedsfirmen haben Beschäftigung bei den Arbeiten für Heereszwecke finden können. Wenn auch die Übernahme solcher Arbeiten nicht immer einen Ersatz für den Ausfall der gewohnten Arbeiten hat bieten können und deshalb oft mit außerordentlichen Schwierigkeiten verbunden war, weil die Bauten vielfach im eroberten Gebiete lagen, ihre Ausführung auch durch Neueinberufungen erschwert wurde, so haben doch alle diese Arbeiten den Firmen über die schwere Zeit hinweggeholfen und auch in ideeller Hinsicht eine Weiterausdehnung vorbildlicher Beton- und Verbundbauten gefördert. Über die Tätigkeit der technischen Ausschüsse berichtete der Vorsitzende weiter, daß der Beton- und Eisenbeton-Ausschuß am 30. April in Berlin und am 24. Sep-

tember in Frankfurt a. M. tagte. Eine der Sitzungen wurde durch Einladungen erweitert zu einer Beratung über die neuen, damals noch in Vorbereitung begriffenen Bestimmungen. Vom Deutschen Beton-Verein wurden der Firma Dyckerhoff u. Widmann A.-G. Biebrich umfangreiche und bedeutsame Versuche zur Bestimmung der Festigkeitsunterschiede bei wechselndem Sandgehalt der Zuschlagstoffe von erdfeuchtem, weichem und flüssigem Beton übertragen. Die Versuche wurden notwendig, um die erforderlichen Erfahrungen für die Beratung der neuen Bestimmungen zu gewinnen, namentlich im Hinblick auf die Beeinflussung der Festigkeit durch Auswahl der Sande, Steine und Kieszuschläge, durch deren Korngröße, den verschiedenen Wasserzusatz und das Mischungsverhältnis. Die wertvollen Erfahrungen aus diesen Versuchen, welche eine Ergänzung zu Heft 29 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton darstellen, wurden als „Vorläufige Mitteilungen“ (Heft 1 u. 2) in der Versammlung bekanntgegeben und sollen demnächst als ein besonderes Heft der Veröffentlichungen des vorgenannten Ausschusses erscheinen.

Die Versuche mit Kontrollbalken sind z. Z. als abgeschlossen zu betrachten. Eine umfangreiche Zusammenstellung der Ergebnisse hat ergeben, daß die Balkenprobe auf den Baustellen gleichmäßigere Werte ergab, als die Würfelprobe, während in den Laboratorien und Prüfungsanstalten die Würfelprobe gleichmäßigere Werte zeigte. Die gewonnenen Werte lassen wohl ganz allgemein den Schluß zu, daß die Druckfestigkeit im Balken (Druck bei Biegung) etwa $1,70 \times$ so groß ist, wie die Druckfestigkeit bei rein zentrischer Beanspruchung im Würfel. Dabei ist keine Rücksicht genommen auf Mischungsverhältnisse, Wasserzusatz, Lagerung und Alter, welche die Werte natürlich nach oben oder unten beeinflussen. Die gewählte Balkenform und die zur Herstellung derselben eingeführten Formen haben sich als zweckentsprechend und praktisch erwiesen.

Würde somit nichts im Wege stehen, die Balkenprobe allgemein einzuführen, so hat der Deutsche Beton-Verein einstweilen auf diese Einführung verzichtet, nachdem durch die neuen Bestimmungen das Prüfungsverfahren der Bauausführung mehr angepaßt ist und die Würfelprobe im allgemeinen einfacher durchgeführt werden kann.

Die Ergebnisse der Versuche sollen nach dem Krieg weiter ausgearbeitet werden in Gemeinschaft mit den an den Versuchen beteiligten Materialprüfungsanstalten. Die Veröffentlichung wird dann ebenfalls in einem Hefte des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton erfolgen.

Ein neugeschaffener Ausschuß für Steinholzböden bezweckt in Verbindung mit dem entsprechenden Verbands in Leipzig geeignete Maßregeln vorzuschlagen zum Schutze der gegenseitigen Einwirkung beider Stoffe aufeinander.

Dem Verhalten des Betons bei Festungsbauten wird der Beton-Verein in nächster Zeit seine besondere Aufmerksamkeit widmen. Naturgemäß gestattet die Sonderheit dieser Materie und die notwendige absolute Geheimhaltung in vielen Fällen nicht die Einsetzung eines Ausschusses zum Studium der einschlägigen Fragen. Das aber kann immerhin heute schon gesagt werden, daß Beton und Eisenbeton beim Bau von Befestigungsanlagen allen anderen Baustoffen und Bauweisen weit überlegen sind. Dies hat sich namentlich auch gezeigt bei allen neuzeitlichen Anlagen, und zwar sowohl auf dem Gebiete des Versuches, als auch in der Ausführung zu praktischen und dem Ernstfall dienenden Zwecken.

Sehr ausführlich war der von Herrn Dr. Wildner gegebene Jahresbericht des wirtschaftlichen Ausschusses für das Jahr 1915. Von den allgemeinen Wirtschaftsverhältnissen ausgehend, wies der Vortragende zunächst darauf hin, daß es sich bei der Betonindustrie in diesem Weltkriege nicht darum gehandelt habe, eine völlige Umgestaltung ihrer Lebensbedingungen und Betriebseinrichtungen herbeizuführen, daß aber auch sie sich den veränderten Verhältnissen anpassen und auf die Anforderungen des Krieges an ihre Lebenskräfte einstellen mußte, und daß gerade für einen Erwerbszweig das Durchhalten nicht leicht gewesen sei, der schon vor Beginn des Krieges sich einer außerordentlich ungünstigen Lage seines Wirkungskreises gegenüber sah, und für den auch keine Aussicht auf angemessene Heereslieferungen bestand, dem auch der innere Markt keine umfassende Betätigung gewährte.

Bezüglich der Arbeitsverhältnisse erwähnte der Vortragende, daß bei der Schwierigkeit, mit der die Betonindustrie in den letzten Jahren zu kämpfen hatte, diese sonderbar davon berührt worden sei, daß staatliche Bauten an nichtdeutsche oder mit ausländischem Kapital arbeitende Unternehmer vergeben worden seien.

Der Beton-Verein hat Gelegenheit genommen, an zuständiger Stelle hiergegen Stellung zu nehmen. Ferner ging der Vortragende ein auf den Arbeitermangel, der aber nicht durch Einstellung ausländischer, namentlich belgischer Arbeiter, behoben werden dürfe, ferner auf die erst noch in den Anfängen steckende Beschäftigung Kriegsbeschädigter und auf die Heranziehung von Kriegsgefangenen zu Bauausführungen. Leider sind aber die mancherlei Lasten und Schwierigkeiten, die mit letzterem Notbehelf verbunden sind, so erheblich — im besonderen die Verpflegung, die sehr mäßige Arbeitsleistung (etwa gleich 50 bis 30 % der einheimischen Arbeitskräfte zu veranschlagen), die demgemäß doppelt fühlbaren, hohen Lohnsätze, daß die Verwendung von Kriegsgefangenen vom wirtschaftlichen Standpunkte unter den jetzigen Verhältnissen nicht besonders zu empfehlen ist.

Weiter sprach der Vortragende über die Einwirkung der Reichsversicherungsordnung, die Zugehörigkeit von Zweigniederlassungen zu einer Berufsgenossenschaft, über die beabsichtigte Herabsetzung der Altersgrenze in der Invaliden- und Hinterbliebenen-Versicherung von 70 auf 65 Jahre, die hoffentlich ohne neue starke Belastung der Arbeitgeber durchführbar sein werde, weiter über die Angestellten-Versicherung, hier im besonderen auf die Frage der Versicherungspflicht der Poliere, Vorarbeiter und Schachtmeister eingehend, weiter über die Haftpflicht-Versicherung, und alsdann über die allgemein besonders bedeutsame Frage der Abgrenzung zwischen Fabrik bzw. Industrie und Handwerk und die Heranziehung von Betrieben der Mitglieder zu Handwerkskammern und Zwangsinnungen.

Die Entwürfe zu Einsprüchen und Beschwerden wurden zumeist jedesmal nach den vorliegenden Äußerungen und Bescheiden der Handwerkskammern, Innungen, Magistrate und Regierungspräsidenten von der Geschäftsstelle des wirtschaftlichen Ausschusses besonders ausgearbeitet, und neuerer Stoff von Entscheidungen, in denen die Handwerksmäßigkeit von Betonbaubetrieben verneint wird, zugänglich gemacht. Bemerkenswert ist, daß, wie eine Anfrage eines Mitgliedes in Christiania zeigt, auch in Norwegen die Unterstellung von Betonarbeiten als rein handwerksmäßige Maurerarbeiten zu Beschwerden führte. In einigen Fällen wurde Erfolg erzielt und die Befreiung erreicht, während andere noch schweben, zum Teil auch wegen Fristversäumnis im abgelaufenen Geschäftsjahr nicht weiter verfolgt werden konnten. Ein gewisser Abschluß des sich häufenden Stoffes durch Zusammenstellung und Bearbeitung der für die Angelegenheit wichtigen gesetzlichen und rechtlichen Grundlagen nicht minder, wie der der sonstigen für die Auffassung des Betonvereins sprechenden wirtschaftlichen Gesichtspunkte, ist durch die Herausgabe der

vom Vortragenden verfaßten Schritt „Industrie und Handwerk mit besonderer Berücksichtigung der Betonbauindustrie“ vollzogen. Diese Druckschrift ist allen Mitgliedern zugestellt, und auch den Behörden und sonstigen in Betracht kommenden Stellen mit der Bitte um Beachtung überreicht worden. Die Nichthandwerksmäßigkeit der Beton- und Eisenbetonbaubetriebe in ihrer Eigenart als kaufmännisch-großgewerbliche Unternehmung ist darin eingehend begründet, und andererseits sind die gegenteiligen Behauptungen der Vertretungen des Handwerks, die meist auf gänzlich falscher oder gekünstelter Gesetzesdeutung und auf überholten oder unrichtig angewendeten Bescheiden beruhen, widerlegt. Inzwischen ist der Wagen neuerdings weiter ins Rollen gekommen dadurch, daß der Deutsche Handwerks- und Gewerbeakademertag unter dem 4. Dezember 1915 eine Umfrage bei sämtlichen Handwerks- und Gewerbeakademern veranstaltet hat, um deren Stellungnahme kennen zu lernen und von ihnen Stoff und Entscheidungen zu sammeln, die für seine Zwecke benutzt werden können. Im Hinblick hierauf wurde die Fertigstellung des Buches „Industrie und Handwerk“ beschleunigt; demzufolge mußte aber auf die Hineinarbeitung eines die Lehrlingshaltung besonders behandelnden Teiles verzichtet werden. Wenn auch in dem Buche selbst schon hier und da auf den Unterschied zwischen handwerksmäßiger Lehrlings- und Gehilfenhaltung und der Ausbildung von industriellen Facharbeitern hingewiesen ist, so erscheint doch eine eingehendere Behandlung dieser Frage schon aus dem Grunde erforderlich, weil, wie aus einem Falle sich ergibt, bei dem Vorgehen des Deutschen Handwerks- und Gewerbeakademertages die Lehrlingsausbildung in den Betonbaubetrieben besonders zur Sprache gebracht werden soll. Für den bevorstehenden weiteren Kampf, zu dem die Betonindustrie gut gerüstet dasteht, ist es aber unerlässlich, daß alle Mitglieder, wenn sie zu Handwerks- oder Zwangsinnungsbeiträgen veranlagt werden, das Streitverfahren einleiten. Fälle, die vorgekommen sind, daß Betriebsinhaber freiwillig doppelte Beiträge zu Handwerkskammer und Handelskammer zahlen und sich auch zu Zwangsinnungsbeiträgen verstehen, ohne sich gegen die Heranziehung zu wehren, sollten durchaus vermieden werden; denn es handelt sich bei der ganzen Frage nicht nur um den Kostenpunkt und die Beiträge, sondern um die Erklärung der industriellen Betonbaubetriebe zu Handwerksbetrieben schlechthin, womit der ganze Betrieb unter die einschränkenden Bestimmungen der Handwerksgesetzgebung und um seine Bewegungsfreiheit gebracht wird.

Weitere Mitteilungen erstreckten sich auf das Verdingungs- und Lieferungswesen, auf die Anfeindungen, die der in zahlreichen Reichsgerichts-

entscheidungen fortlaufend als einwandfrei festgestellte Zusammenschluß von Unternehmern zum Zwecke der Fernhaltung von unlauteren Unterbietungen und unangemessenen Preisfestsetzungen findet, auf Fragen aus dem Handelsrecht (Zementlieferungs-Bedingungen und Handelsgebräuche), auf Bruchschäden bei Transport von Betonwaren auf der Eisenbahn, endlich auf die Tarifierung der Betonwaren.

Anschließend berichtete der Vorsitzende über die Mitwirkung des Deutschen Betonsvereins im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton, über die in den Fachkreisen allbekannten und deshalb hier nicht noch besonders zu erwähnenden Veröffentlichungen des Ausschusses.

An Veröffentlichungen stehen für die nächste Zeit bevor:

- a) Heft 33, Versuche über den Gleitwiderstand verzinkten Eisens in Beton. Von F. Schmeer, Konservator des Mech.-Techn. Laboratoriums der Königl. Techn. Hochschule in München;
- b) Ergänzungsversuche zur Klärung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegemoment;
- c) Ergänzungsversuche über die Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen des Eisens im Beton zur Ermittlung der Beziehungen zwischen Eisendurchmesser und Überdeckungslänge;
- d) Einfluß von Erschütterungen während des Abbindens und Erhärtens von Beton;
- e) weitere Brandversuche.

Die Hauptaufgabe des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton bestand im vergangenen Jahre in der Herausgabe der neuen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. Die umfangreichen Versuche zum Vorstudium für diese neuen Bestimmungen in den deutschen Materialprüfungsanstalten waren soweit gediehen, daß die erforderlichen Schlüsse gezogen werden konnten. Die ausgedehnte Bautätigkeit für die Heeresverwaltung und der bevorstehende Wiederaufbau Ostpreußens drängten dazu, die neuen Bestimmungen, deren Beratung bereits seit über Jahresfrist gepflogen war, herauszugeben.

In der Sitzung des Arbeitsausschusses am 1. Oktober wurde den Bestimmungen eine endgültige Form gegeben, welche dem Großen Ausschuß in seiner Sitzung am 2. Oktober v. J. zur Annahme vorgelegt werden konnte und angenommen wurde.

Über die angestellten Brandproben soll demnächst öffentlich berichtet werden. Vom Moorausschusse können neuere Wahrnehmungen noch nicht bekanntgegeben werden. Erst eine erhebliche Lagerzeit der Probeträger wird es ermöglichen, zu bestimmten Schlüssen zu gelangen.

Ebenso wird erst später über die Verwendbarkeit von Hochofenschlacke zu Betonzwecken und bald über die vergleichenden Versuche mit Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement berichtet werden können. Letztere Versuche sind in Berlin-Lichterfelde durchgeführt, und zwar erstreckten sie sich auf: Raumgewicht, Festigkeit von Mörteln aus frischem und während 6 Monate gelagertem Zement, auf Längenänderung, Abnutzbarkeit, auf die Prüfung von Putzflächen und Mauerwerkskörpern, endlich auf Druckversuche mit Betonkörpern.

Von weiteren inneren Angelegenheiten des Vereins, die in der Hauptversammlung ihre Erledigung fanden, seien noch erwähnt die Rechnungslegung durch den Schatzmeister, die Vorlage des Voranschlages für 1916, die Wiederwahl der vier satzungsgemäß ausscheidenden Mitglieder, der Herren: J. Brenzinger, Freiburg i. B.; R. Kux, Postbaurat a. D., Breslau; B. Liebold, Baurat, Holzminden; C. Schwenk, Kommerzienrat, Ulm. Ferner hat eine allgemeinere Bedeutung die vom Vorstande vorgeschlagene und einstimmig angenommene **Änderung der Schiedsgerichtsordnung** des Deutschen Betonvereins. Neben einer Anzahl mehr formaler Abänderungen ist im besonderen der Beschluß von einschneidender Bedeutung, nach dem in dem bisherigen § 6 Absatz 7 die Bestimmung zukünftig in Fortfall kommt, daß eine Vertretung durch Rechtsanwälte oder durch andere Personen, die gewerbsmäßig fremde Rechtsangelegenheiten besorgen, ausgeschlossen ist und ebenso die An-

wesenheit solcher Personen bei den Verhandlungen. Demgemäß kann — wie es im Laufe der Zeit auch bereits oft gewünscht worden ist — nunmehr jede Partei auch durch ihren Rechtsbeistand sich unterstützen lassen, dem die Teilnahme an der Verhandlung nicht verwehrt werden kann. Hierdurch ist zugleich zu erhoffen, daß die Schiedsgerichtsordnung sich immer weiter einbürgern werde und so mancher Widerstand verschwindet, der gerade in den Kreisen der Rechtsanwälte der Schiedsgerichtsordnung nicht unmerklich entgegenstand. Auf eine möglichst allgemeine Benutzung dieser auch außerhalb der Betonvereinskreise zielt eine weitere Abänderung hin, der zufolge die Bestimmung im Vorwort unter 11), daß sich auch Nichtmitglieder der Schiedsgerichtsordnung bei voller Anerkennung ihrer Bestimmungen bedienen können, durch Fortlassung der „vollen Anerkennung“ ihre Einschränkung verliert.

Am späten Nachmittag vereinigten sich die Mitglieder des Betonvereins zu einem dem Ernst der Zeit angepaßten Zusammensein im Kaiserhof, bei dem der Vereinssvorsitzende, Herr Alfred Hüser, dankbarst aller der Großtaten gedachte, die in Vergangenheit und Gegenwart unser Heer und unser ganzes Volk vollbracht haben und täglich noch vollbringen. Sein Hurra galt unserem Kaiser! Möge der Wunsch des Redners in Erfüllung gehen und dem Deutschen Betonverein im Jahre 1917 nach Niederwerfung unserer Feinde eine echte Friedenssitzung beschieden sein!

M. F.

BERICHT ÜBER DIE HAUPTVERSAMMLUNG DES VEREINS DEUTSCHER EISENPORTLANDZEMENTWERKE E. V. DÜSSELDORF.

Am 22. Februar 1916 fand in Berlin die diesjährige Hauptversammlung des Vereins deutscher Eisenportlandzement-Werke unter Vorsitz des Herrn Hüttendirektor Jantzen-Wetzlar statt. Dem Geschäftsbericht entnehmen wir folgendes:

Infolge des Darniederliegens der Bautätigkeit erzeugten die sechs dem Verein angehörenden Werke nur etwa $\frac{2}{3}$ der Produktion des Vorjahres. Zurzeit sind jedoch die Vereinswerke infolge des gesteigerten Heeresbedarfes ausreichend beschäftigt. Die zahlreichen Betriebsschwierigkeiten, die sich aus der Kriegslage ergeben haben, vermochten keinen Einfluß auf die Güte des Erzeugnisses auszuüben. Nach den Feststellungen der Prüfungsanstalt des Vereins haben die Eisenportlandzemente der Vereinswerke nicht nur die durch die deutschen Normen vorgeschriebenen Festigkeiten erreicht, sondern sogar meist noch erheblich übertroffen.

Von wichtigeren amtlichen Untersuchungen, die im letzten Jahre teils abgeschlossen teils

weiter gefördert wurden, seien die des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton über die Rostsicherheit der Eiseneinlagen in verschiedenen Bindemitteln und über ihre Schwellung und Schwindung (Heft 35 des Deutschen Ausschusses) besonders erwähnt. In beiden Fällen hat der Eisenportlandzement gut abgeschnitten. Auch die Sandfestigkeitsversuche des Königl. Materialprüfungsamtes Lichterfelde (Heft 2, 1915 der Mitteilungen des Amtes) sind für die Eisenportlandzemente im allgemeinen günstig ausgefallen. Die Gleichwertigkeit von Eisenportlandzement und Portlandzement bestätigten ferner Untersuchungen der Tiefbauämter der Städte Charlottenburg (Techn. Gemeindeblatt Nr. 16, 1915) und Düsseldorf. Deshalb ist es auch erklärlich, wenn diese amtlichen Versuche und ebenso die Bewährung des Eisenportlandzementes in der baulichen Praxis dazu geführt haben, daß in den neuen, durch Ministerialerlaß vom 13. Januar 1916 genehmigten Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken

aus Beton und Eisenbeton“ der Eisenportlandzement neben dem Portlandzement als gleichberechtigter Baustoff aufgeführt wird.

Die Prüfungsanstalt des Vereins beschäftigte sich in dem abgelaufenen Jahre außer mit der Normenprüfung auch mit der Fortführung der Versuche für den Verein der deutschen Kaliinteressenten. U. a. wurde der Einfluß von verschieden großem Wasserzusatz auf die Festigkeiten von reinen Zementen studiert. Die Ergebnisse sind für die Technik des Versteinungsver-

fahrens sehr wertvoll. Auch die Schießversuche an Beton mit und ohne Einlagen und an anderen Baustoffen wurden fortgesetzt. Sie haben bisher schon klar erkennen lassen, daß keineswegs die Druckfestigkeit eines Baustoffes allein für seine Widerstandskraft gegen die Geschosswirkung entscheidend ist. Bestimmtere Angaben verbieten sich aus militärischen Gründen.

Über die Tätigkeit der Prüfungsanstalt wird wieder ein besonderer Bericht herausgegeben werden.

GRUNDLEGENDE ENTSCHEIDUNG DES PREUSSISCHEN MINISTERS DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN BETREFFEND DIE BEHANDLUNG VON KON- STRUKTIONEN AUS UMSCHNÜRTEM GUSSEISEN.

Anlässlich der Überprüfung eines Baues, bei dem umschnürtes Gußeisen verwendet werden sollte im Regierungsbezirk Wiesbaden, ist bezüglich der Art der statischen Berechnung, im besonderen wegen der Frage die für den normalen Eisenbeton erlassenen Bestimmungen anwenden zu können, die nachstehende grundlegende Entscheidung gefällt worden:

„Es können die Eisenbetonvorschriften auf die von Dr. v. Emperger in Wien empfohlene Bauart mit umschnürtem Gußeisen keine Anwendung finden, weil diese Bauart von der bisher üblichen Eisenbetonbauweise in wesentlichen Punkten abweicht. Es muß daher den Baupolizeibehörden überlassen bleiben, zu prüfen, ob die Bedingungen für die Zulassung der genannten Bauweise gegeben sind und darnach keine Bedenken gegen ihre Anwendung vorliegen. Diese haben, bevor sie einen Bau nach der Empergerschen Bauweise genehmigen können, sich in jedem Falle für dessen Standsicherheit ausreichende Bürgschaft zu verschaffen. Zu diesem Zweck müssen sie Druckversuche mit Körpern vornehmen, die tunlichst den für den bestimmten Fall vorgeschlagenen Querschnitt aufweisen. Auch müssen sie noch besonders darauf achten, daß das Gußeisen die angegebene, hohe Druckfestigkeit besitzt und

außerdem in so gleichmäßiger Beschaffenheit, wie es die Sicherheit des Bauwerks an jeder Stelle fordert, auch tatsächlich geliefert werden kann.“

Diese Entscheidung des preussischen Ministers der öffentlichen Arbeiten dürfte an vielen Stellen mit Genugtuung begrüßt werden, ist doch nach ihr nicht die theoretisch ermittelte, auf einer tatsächlich immerhin noch fraglichen Berechnungsart aufgebaute Tragfähigkeit der Konstruktion, sondern ausschließlich der genau dem Konstruktionsstücke angepaßte, wissenschaftliche Versuch in Zukunft maßgebend! Ob durch die Forderung eines solchen, der nicht nur ziemliche Kosten bedingen, sondern auch die Ausführung des Baues hinausschieben dürfte, der v. Empergerschen Bauart allerdings eine erhebliche Förderung zuteil werden wird, ist eine andere Frage. Die Versuchskosten werden hier sicher um so höher sein, als der Versuch mit dem für den bestimmten Fall vorgeschlagenen Querschnitt auszuführen ist, i. d. R. also keine Versuchserfahrungen an anderer Stelle benutzt und herangezogen werden können, es sei denn — was aber wenig zweckmäßig erscheint —, daß diese Stellungnahme in Zukunft zu „Normalquerschnitten“ führt!

M. F.

GENEHMIGUNG DER NEUEN BESTIMMUNGEN FÜR AUSFÜHRUNG VON BAUWERKEN AUS EISENBETON UND BETON IN PREUSSEN.

Unter dem 13. Januar 1916 hat der preussische Minister der öffentl. Arbeiten den nachstehenden Runderlaß ergehen lassen:

„Eure ... erhalten hierbei je ... Abdrucke der aus den Beratungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton hervorgegangenen, unterm heutigen Tage von mir erlassenen Bestimmungen a) für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, b) für Ausführung von Bauwerken aus Beton mit dem Ersuchen, dafür Sorge zu tragen, daß

der Prüfung und Genehmigung von Bauvorhaben solcher Art an Stelle der unterm 24. Mai 1907 — III B 8. 239 I. A. — und 19. Juli 1909 — III. 1284 A. B., I D 12841 — ergangenen Vorschriften von jetzt ab — und zwar sowohl den privaten wie auch den Reichs-, Staats- und sonstigen öffentlichen Bauten gegenüber — die neuen Bestimmungen zugrunde gelegt werden.

Dabei sind die Polizeibehörden anzuweisen, bei Erteilung der Bauerlaubnis zu Bauausführun-

gen, bei denen Beton in Verbindung mit Eisen in der im § 1 der Bestimmungen bezeichneten Weise verwendet wird, durch Aufnahme einer entsprechenden Auflage in den Bauschein dem Bauherrn die genaue Erfüllung der Eisenbeton-Vorschriften ausdrücklich zur Pflicht zu machen. Bei Erteilung der Bauerlaubnis zu Bauwerken aus Beton ist entsprechend zu verfahren. Voraussetzung ist allerdings in jedem Falle, daß mit einer solchen Auflage polizeilicherseits nicht mehr gefordert wird, als zur Erhaltung der öffentlichen Sicherheit und zur Abwendung einer dem Publikum drohenden Gefahr nötig ist (§ 10 Titel 17 Teil II des Allgemeinen Landrechts), und daß die Bestimmungen mit den Vorschriften des örtlichen Baurechts nicht in Widerspruch stehen.

Die Befolgung der Vorschriften ist, besonders auch während der eigentlichen Bauausführung, seitens der Polizeibehörden gewissenhaft zu überwachen. Soweit es den letzteren zur Ausübung der örtlichen Kontrolle, namentlich aber zur Ausführung der auf der Baustelle vorzunehmenden Versuche und Proben, an entsprechend vorgebildeten Organen fehlt, haben sich die Polizeibehörden die Mitwirkung geeigneter technischer Kräfte zu sichern. Mit Rücksicht darauf, daß den Polizeiverwaltern kleiner ländlicher Gemeinden nicht immer geeignete Persönlichkeiten bekannt sein werden, erscheint es zweckmäßig, wenn seitens der Regierungspräsidenten oder Landräte für die einzelnen Teile ihres Bezirkes technische Kräfte namhaft gemacht werden, an die sich gegebenenfalls die Polizeibehörden wenden können. Inwieweit die staatlichen Baubeamten in den Kreis der hiernach zu benennenden Sachverständigen einzubeziehen sind, muß ich Ihrem Ermessen überlassen. Die durch die Heranziehung von Sachverständigen entstehenden Ausgaben sind von den zur Tragung der Polizeikosten Verpflichteten zu bestreiten, denen es überlassen bleibt, sich — soweit das noch nicht geschehen ist — durch Einführung von Baupolizei-Gebühren einen entsprechenden Ausgleich zu schaffen.

Hinsichtlich der Prüfung schwieriger statischer Berechnungen verbleibt es bei den früher getroffenen Anordnungen.

Die Bestimmungen selbst enthalten den bislang maßgebenden gegenüber zum Teil sehr wesentliche Neuerungen, deren Beachtung von besonderer Bedeutung ist. Aus den Eisenbeton-Bestimmungen seien in dieser Beziehung ausdrücklich hervorgehoben die Vorschriften im § 5 Ziffer 4 (Vornahme der Kaltbiegeprobe an den Eisen), § 6 Ziffer 4 (Verwendung ausreichender Zementmengen zum Beton), § 16 Ziffer 10 (Mindestmaße der wirksamen Balken- und Deckenhöhen. — Massive Decken, welcher Art sie auch seien, sind, ebenso wie jeder andere Eisenbeton-Bauteil, in jedem Fall vor der Zulassung an der Hand der Bestimmungen rechnerisch auf die Festigkeit hin zu prüfen —), § 18 Ziffer 2 (höhere Beanspruchung des Betons in Stützen und Bogen nur zulässig, wenn eine größere Würfelfestigkeit als 245 kg/qcm tatsächlich durch Versuche nachgewiesen) und § 18 Ziffer 5 (Bestimmungen bezüglich solcher Bauwerke, die starken Erschütterungen ausgesetzt sind).

Im übrigen bemerke ich zu den Eisenbeton-Bestimmungen noch das Folgende:

1. Der Erlaß vom 22. April 1913 — III. 2700. B. A., I 6 D 7624 —, betreffend die Beanspruchung des Eisens bei Eisenbetonbauten, tritt außer Kraft. Es gelten in dieser Hinsicht von jetzt ab, und zwar ohne Ausnahme für alle Eisenarten die Vorschriften in den §§ 5 und 18. Die bezüglich einiger Eisenarten bislang bestehenden Vergünstigungen sind hiernit aufgehoben.

2. Der Erlaß vom 26. März 1913 — III. B. 8. 191. B. II, I D. 5700 —, betreffend die Verwendung von Eisenportland-Zement zur Herstellung von Eisenbeton-Bauwerken des Hochbaues, tritt gleichfalls außer Kraft, nachdem die inzwischen angestellten Versuche ergeben haben, daß die Verwendung des Eisenportland-Zementes für den gedachten Zweck Bedenken nicht unterliegt.

Über die mit der Anwendung der Bestimmungen gemachten Erfahrungen sehe ich nach Ablauf von zwei Jahren ihrem Berichte entgegen.“

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

v. Breitenbach.

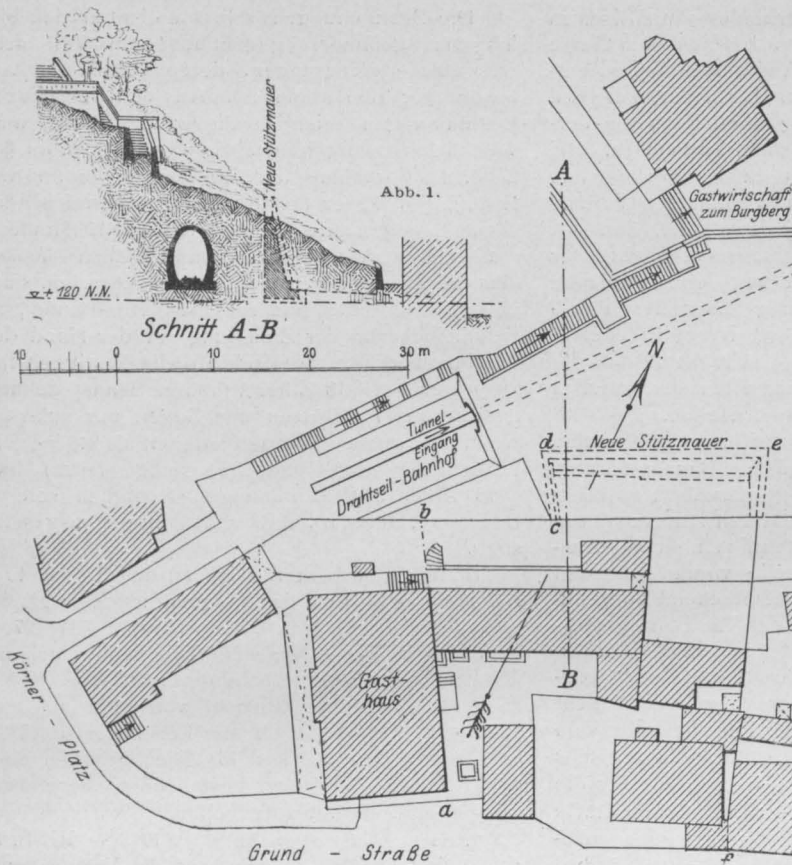
III B 8. 182. B. A. C. I 15 6 D. 17468.

EIGENARTIGE HERSTELLUNG EINER STÜTZMAUER.

Von Geheimrat Prof. Böhm, Dresden.

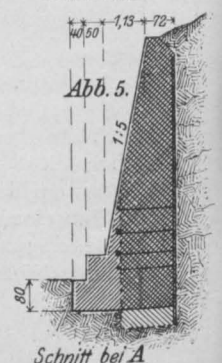
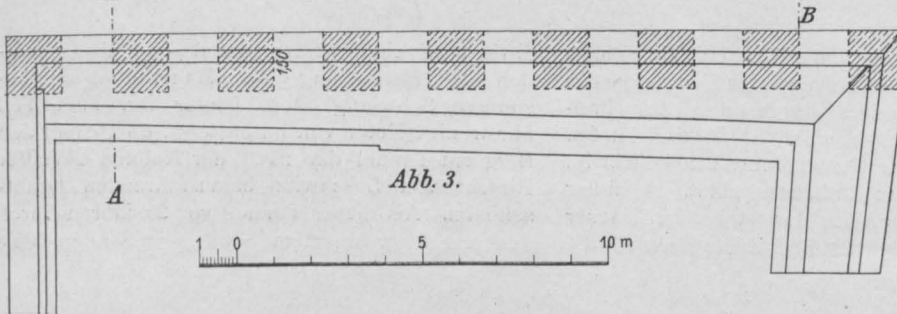
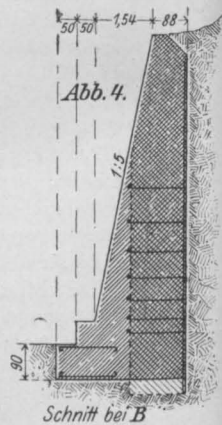
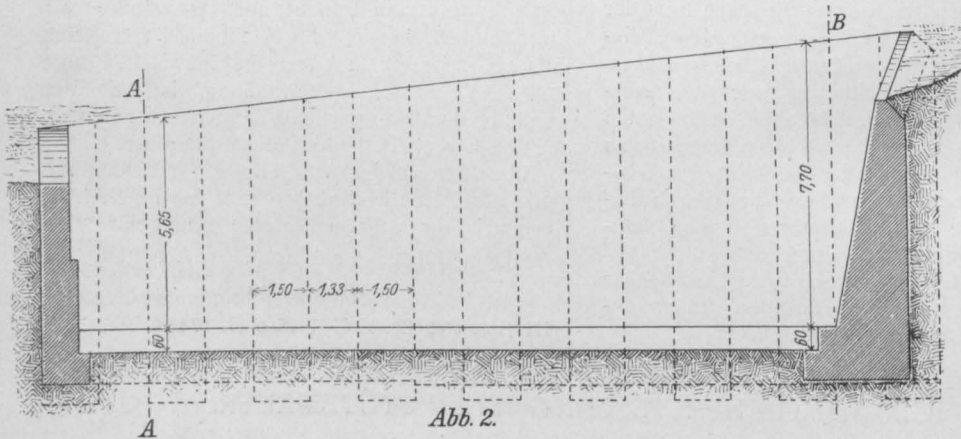
Auf Abb. 1 ist der Lageplan und ein Schnitt durch den südlichen Abhang des Burgberges in Loschwitz bei Dresden dargestellt. Zur Freilegung des mit a, b, c, d, e, f bezeichneten Platzes, auf dem der Gemeinderat von Loschwitz den Bau eines neuen Rathauses plant, ist außer der Beseitigung der alten dort stehenden Häuser auch die Abtragung des Bergabhanges und die

Errichtung einer Stützmauer d — e nötig geworden. Die Herstellung dieser Mauer stieß auf besondere Schwierigkeiten. Hinter ihr, zum Teil nur wenige Meter von ihr entfernt, durchzieht den Berg ein Tunnel der nach der Kolonie „Weißer Hirsch“ von Loschwitz hinauf führenden Drahtseilbahn. Als dieser Tunnel vor 20 Jahren durch den aus festgelagertem Sand bestehenden Berg



getrieben wurde, traten kurz vor Vollendung des Tunnels so starke Rutschungen des Bodens ein, daß sowohl die Baulichkeiten der Gastwirtschaft zum Burgberg wie auch das aus Backstein hergestellte Tunnelgewölbe gefährdet waren, und starke Eisenrippen unter das Gewölbe eingezogen werden mußten, um den Tunnel zu sichern.

Nach diesen Erfahrungen konnte man nicht wagen, den Bergabhang zum Zwecke der Stützmauerherstellung abzugraben, und die Mauer dann wieder zu hinterfüllen. Es ist das Verdienst des Maurer- und Zimmermeisters E.H. Metzner in Loschwitz, einen zweckmäßigen Weg zur Lösung der hier vorliegenden Aufgabe gefunden zu haben. Da seine Preisforderung überdies unter mehreren Angeboten von Bewerbern die niedrigste war, wurde ihm der Bau über-



tragen. Die Ausführung erfolgte nach Abb. 2—5 in der Weise, daß nacheinander einzelne Schächte von 1,5 m im Geviert und mit etwa 1,33 m lichter Entfernung abgeteuft wurden. Die Schächte wurden ringsum fest ausgemauert, so daß keine Erdbewegung eintrat, und wurden 40 bis 50 cm tiefer hinabgeführt, als die geplante Gründungssohle der neuen Stützmauer. Nach Abteufung eines Schachtes wurde er mit Stampfbeton ausgefüllt und dabei die Schalung allmählich wieder entfernt. An den beiden nach der Bergseite belegenen Ecken jeden Pfeilers wurden starke senkrechte Winkeleisen einbetoniert (Abb. 6). Nach Herstellung der Pfeiler konnte mit dem Abschachten des Bergabhanges vor und zwischen den Pfeilern begonnen werden. Dabei konnten die Pfeiler, soweit sie freigelegt wurden, nach der Talseite hin kräftig abgesteift werden, und gleichzeitig wurden starke Schalungsbohlen der Abgrabung entsprechend zwischen die senkrechten Winkeleisen an den Pfeilerecken eingetrieben und soweit nötig fest gegen das Erdreich hinterstopft. Damit war eine vollkommene Abstützung des Berges erreicht und die Möglichkeit gegeben, die Mauer in der rechnergemäßen Strecke zwischen und vor den Pfeilern aufzustampfen. Bei der Berechnung der Mauerstärken, die der Verfasser für Herrn Metzner ausführte, konnten insofern günstige Annahmen gemacht werden, als das gestützte Erdreich nicht aus hinter-

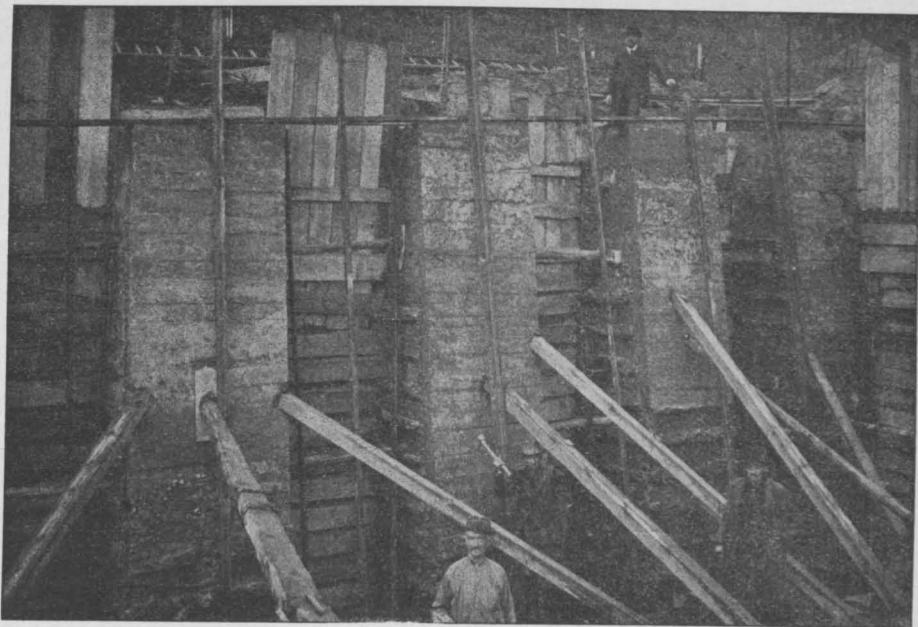


Abb. 7.

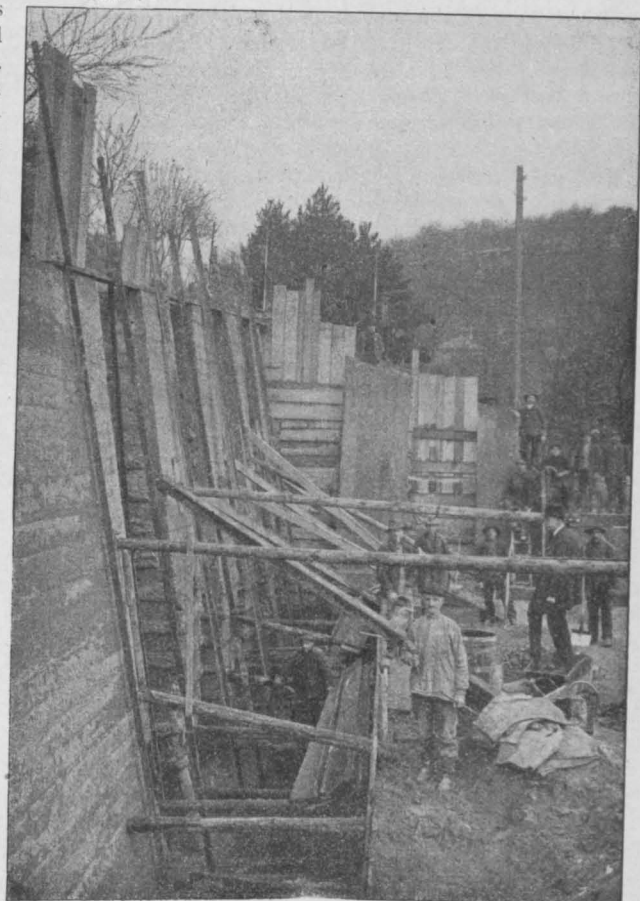


Abb. 8.

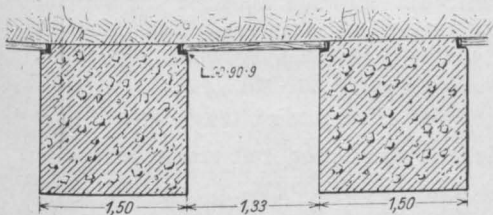


Abb. 6.

füllen Massen, sondern aus gewachsenem Boden, fest gelagertem Sand, besteht. Die Annahme eines natürlichen Böschungswinkels von 37 Grad war daher jedenfalls zulässig. Die Vorderseite der Mauer ist im Verhältnis 1:5 gebösch. Recht beachtlich war der Umstand, daß gerade während der Ausführung sehr anhaltende heftige Regengüsse niedergingen, die ein bedeutendes Hochwasser der Elbe im Gefolge hatten. Trotz der ungewöhnlichen Menge der Niederschläge drang aus dem Erdreich zwischen den Pfeilern auch nicht ein Tropfen durch die breiten Fugen der Schalungsböhlen. Der Berg hat auch in der Längsrichtung der Mauer, von e nach d, so starkes Gefälle, daß aus diesem Grunde das Regenwasser nicht stark in die Tiefe eindringt. Wenn es hiernach auch nicht zu befürchten steht, daß Regenwasser in größerer Menge das Erdreich hinter der Mauer durchtränken und diese gefährden könne, ist doch auf eine sorgfältige Entwässerung des Bergabhanges ober-

halb der Mauer noch besonders Bedacht genommen.

Abb. 7 und 8 zeigen die Pfeiler mit der dazwischen angebrachten Schalung und der Herstellung des Mauerkörpers zwischen und vor den Pfeilern. Um eine innige Verbindung der Teile herbeizuführen, wurden die Seitenwände der Pfeiler stark aufgeraut. Außerdem ist eine Zahl Eisenstangen, etwa 4 qcm stark, vor die Vorderkante der Pfeiler wagerecht eingelegt (Fig. 4 u. 5). Diese wagerechten Bewehrungen wurden durch Rundeisen mit den senkrechten Winkleisen der hinteren Pfeilerreihen verbunden und die Verbindungsrundeisen durch Keile von Hause aus in Spannung versetzt. Am östlichen Teile der Mauer hat der unterste Vorsprung der Gründung eine stärkere Ausladung, 50 cm, erhalten. Zur Sicherung gegen Abscheren wurde auch dort eine Eisenbewehrung vorgenommen.

BERECHNUNG DES KONTINUIERLICHEN BALKENS MIT VERÄNDERLICHEM TRÄGHEITSMOMENT AUF ELASTISCH DREHBAREN PFEILERN SOWIE BE- RECHNUNG DES MEHRFACHEN RAHMENS MIT GERADEM BALKEN NACH DER METHODE DER FIXPUNKTE.

Von Dr. Ing. Ernst Suter,

Oberingenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt.

Einleitung.

Wir gehen bei der nachfolgend entwickelten Berechnung des kontinuierlichen Balkens von der allgemeinsten Form desselben, nämlich vom kontinuierlichen Balken mit beliebig veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren vertikalen Pfeilern aus und leiten aus der Berechnung dieses Trägers noch diejenige der Sonderfälle her. Wir machen dabei folgende Voraussetzungen:

1. Am ganzen Balken ist die Dehnungszahl E , und an allen Säulen oder Pfeilern ist die Dehnungszahl E , konstant.
2. Der Einfluß der Normalkräfte auf das Rechnungsergebnis wird, wie dies bei Rahmenberechnungen üblich ist, in allen Untersuchungen vernachlässigt; aus diesem Grunde können die Pfeilerköpfe (Schnittpunkte der Pfeilerachsen mit der Balkenachse) bei vertikaler Richtung der Pfeiler keine vertikalen, sondern nur noch horizontale Verschiebungen ausführen.

Ferner machen wir folgende Annahme in bezug auf das Vorzeichen der Momente am Balken und an den Pfeilern:

1. Ein Balkenmoment gilt als positiv, wenn es an der unteren, und als negativ, wenn es an der oberen Balkenkante Zugspannungen hervorruft.

2. Das Moment in einem Pfeilerquerschnitt wird als positiv eingeführt, wenn es an der linken, und als negativ, wenn es an der rechten Pfeilerkante Zugspannungen hervorruft.

Wir unterscheiden zwei Hauptfälle und damit auch zwei Berechnungsweisen des kontinuierlichen Balkens auf elastisch drehbaren Pfeilern, nämlich

- A. Kontinuierlicher Balken auf elastisch drehbaren vertikalen Pfeilern mit horizontal unverschieblichen (festgehaltenen) Pfeilerköpfen (Brückenkonstruktion mit einem festen Auflager).
- B. Kontinuierlicher Balken auf elastisch drehbaren vertikalen Pfeilern mit horizontal verschieblichen (nicht festgehaltenen) Pfeilerköpfen (Rahmenkonstruktion).

Nachstehend soll nun zunächst der wesentliche Unterschied zwischen den Hauptfällen A und B und ihrer Berechnungsweise vorgeführt werden:

Hauptfall A.

Brückenkonstruktion mit einem festen Auflager.

Der Hauptfall A liegt dann vor, wenn der Balken auch nur in einem Punkte festgelagert

oder festgehalten ist; irgendwelche äußeren oder inneren horizontalen, in der Balkenachse wirkenden Kräfte werden dann durch den Balken in das feste Lager geleitet, ohne daß der Balken und mithin auch die Pfeilerköpfe horizontale Verschiebungen ausführen.

In Fig. 1 haben wir einen der Hauptklasse A angehörenden kontinuierlichen Balken ABCDE dargestellt mit beliebig veränderlichem Trägheitsmoment über den vier Öffnungen l_1, l_2, l_3, l_4 und auf vier elastisch drehbaren Pfeilern A, B, C, D sowie einer frei drehbaren Stütze E, an welcher der Balken festgehalten ist; es sei nur eine Öffnung, beispielsweise die zweite, mit den beliebigen Kräften P_1, P_2 und P_3 belastet. Zur Darstellung der Momentenfläche über dem ganzen Balken gehen wir von der belasteten Öffnung aus, in welcher bekanntlich an den anstoßenden Stützen B und C negative Balkenmomente, genannt Stützenmomente, auftreten. Setzen wir das Stützenmoment $M_B^r = BB''$ unmittelbar rechts der Stützenvertikalen B und das Stützenmoment $M_C^l = CC''$ unmittelbar links der Stützenvertikalen C vorläufig als bekannt voraus, so ergibt sich die Momentenfläche der belasteten Öffnung aus der Zusammensetzung der positiven Momentenfläche BGC des einfachen Balkens auf zwei Stützen mit dem negativen Trapez $BB''C''C$.

Beim Überschreiten des Pfeilers B nach links spaltet sich M_B^r in das Balkenmoment M_B^l unmittelbar links von B und in das Moment M_B^k am Kopfe des Pfeilers B. Aus dem Gleichgewicht der Schnittmomente am herausgetrennten Knotenpunkt B (Fig. 2) ergibt sich:

$$M_B^r - M_B^l - M_B^k = 0 \quad (1)$$

oder

$$M_B^l = M_B^r - M_B^k \quad (2)$$

(absolute Werte).

Daraus folgt, daß M_B^l kleiner ist als M_B^r . Bezeichnen wir mit μ_B^l den Verkleinerungskoeffizienten, mit welchem das Moment M_B^r beim Überschreiten der Stütze B nach links multipliziert werden muß, um daraus M_B^l zu erhalten, so ergibt sich nach Gl. (2)

$$M_B^l = BB' = \mu_B^l \cdot M_B^r \quad (3)$$

und nach Gl. (1)

$$M_B^k = (1 - \mu_B^l) M_B^r \quad (4)$$

Bekanntlich hat die Biegelinie wegen der elastischen Einspannung des Balkens an der Stütze A in der Nähe von A einen Wendepunkt W_1 , welchem ein Momentennullpunkt und deshalb ein Wechsel im Momentenvorzeichen entspricht.

Ziehen wir demnach in Fig. 1 die Gerade $B'W_1$, welche auf der Vertikalen durch A das positive Stützenmoment $M_A = AA'$ abschneidet, so ist die Momentenfläche der Öffnung AB vollkommen bestimmt.

Durch ähnliche Überlegungen kommen wir zu der Momentenfläche der Öffnung CD:

Beim Überschreiten der Stütze C nach rechts geht das negative Stützenmoment M_C^l sprunghaft in das kleinere Stützenmoment gleichen Vorzeichens unmittelbar rechts von C (siehe Fig. 1) über, nämlich

$$M_C^r = CC' = \mu_C^r \cdot M_C^l \quad (5)$$

während vom Pfeiler C ein am herausgetrennten Knotenpunkt C rechtsdrehendes Pfeilerkopfmoment

$$M_C^k = C'C'' = (1 - \mu_C^r) M_C^l \quad (6)$$

aufgenommen wird.

Ziehen wir jetzt durch C' und durch den in der Nähe von D gelegenen Wendepunkt W_3 die Schlußlinie $C'W_3$, welche auf der Vertikalen durch D das positive Stützenmoment $M_D^l = DD''$ unmittelbar links von D abschneidet, so ist damit die Momentenfläche der Öffnung CD bestimmt.

Die Momentenfläche in der Öffnung l_4 bedarf keiner Erklärung.

Sind mehrere Öffnungen des kontinuierlichen Balkens belastet, wie z. B. die erste und zweite in Fig. 45, so bestimmt man die Momentenflächen am ganzen Balken für die Belastung in der Öffnung l_1 und für diejenige der Öffnung l_2 getrennt voneinander und addiert darauf die Momentenordinaten unter Berücksichtigung ihres Vorzeichens; in Fig. 45 sind die Schlußlinien der Momentenflächen infolge nacheinander folgender Belastung der beiden Öffnungen l_1 und l_2 gestrichelt eingezeichnet und mit 1 bzw. 2 bezeichnet.

Die Momentenfläche an den lotrechten Pfeilern erhalten wir in folgender Weise:

Wir denken uns einen jeden Pfeiler durch einen unmittelbar unterhalb der Balkenachse geführten Schnitt vom Balken getrennt, mit dem Pfeilerkopfmoment belastet, und am Kopfe zur Sicherung der vorausgesetzten horizontalen Unverschiebbarkeit in einem festen Gelenk gelagert. Vom Kopfgelenk aus tragen wir ein am herausgetrennten Pfeiler rechts- bzw. linksdrehendes Pfeilerkopfmoment als horizontale Strecke nach links bzw. nach rechts auf und erhalten dann in der Verbindungsgeraden des Endpunktes dieser Strecke mit dem Momentennullpunkt des Pfeilers die Schlußlinie desselben. Ist der Pfeiler in einem Fußgelenk gestützt, so ist das letztere zugleich Momentennullpunkt. Kann der Pfeiler jedoch am Fuße als eingespannt angesehen werden, so liegen die Momentennullpunkte W_A, W_B, W_C, W_D (siehe Fig. 1) zwischen Einspannungsstelle und Kopfgelenk, und zwar in einer Entfernung von letzterem,

welche später berechnet wird; die Pfeilerfußmomente $M_A^f, M_B^f, M_C^f, M_D^f$ haben entgegengesetztes Vorzeichen der entsprechenden Pfeilerkopfmomente.

Außer den Momenten sind wegen der elastischen Einspannung des Balkens an den Pfeilern auch Horizontalschübe H vorhanden, welche wir wie folgt ermitteln:

Denken wir uns an jedem Pfeilerkopf einen Schnitt unmittelbar links, rechts und unterhalb desselben geführt und betrachten beispielsweise den in Fig. 5 dargestellten Pfeiler B, so sind am Kopfe desselben die Schnittkräfte V_B^k, M_B^k und H_B^k anzubringen. Wegen der vorausgesetzten horizontalen Unverschiebbarkeit des Pfeilerkopfes B^k können wir daselbst ein frei drehbares Lager annehmen, und der vom Balken auf den Pfeilerkopf übertragene Horizontalschub H_B^k („Reaktion“) ergibt sich dann als der Auflagerdruck am Kopfe des unten fest eingespannten, oben frei drehbar gestützten Pfeilers B infolge der Belastung mit dem Moment M_B^k . Der entgegengesetzt gleiche Horizontalschub („Aktion“) muß vom Pfeiler auf den Balken übertragen werden. Führen wir ähnliche Betrachtungen auch an den übrigen Pfeilerköpfen A, C und D des in Fig. 1 dargestellten kontinuierlichen Balkens durch und bezeichnen einen nach links gerichteten Horizontalschub als negativ und einen nach rechts gerichteten als positiv, so beträgt nach Fig. 4 der gesamte, von den elastisch drehbaren Pfeilern auf den Balken ausgeübte Horizontalschub („Aktion“) infolge der vertikalen Belastung P:

$$\sum H_p^k = -H_A^k + H_B^k - H_C^k + H_D^k \dots \quad (7)$$

Der Gesamt-Horizontalschub $\sum H_p^k$ wird durch den Balken auf das feste Lager E (Fig. 1) übertragen. Im allgemeinen hat er einen von Null verschiedenen Wert, nur bei symmetrischer Belastung und symmetrisch zu ihrer Mitte ausgebildeter Tragkonstruktion ist er gleich Null.

Aus der vorstehenden Besprechung des Hauptfalles A an Hand des in Fig. 1 dargestellten kontinuierlichen Balkens auf elastisch drehbaren Pfeilern erkennen wir, daß alle gesuchten Momente und Kräfte sowohl am Balken als auch an den Pfeilern leicht bestimmt werden können, sobald in der belasteten Öffnung die beiden Stützenmomente, an allen Pfeilern die Verkleinerungskoeffizienten μ , und in allen Balkenöffnungen sowie an allen Pfeilern die Wendepunkte W der elastischen Linie ermittelt sind; den letzteren entsprechen ja bekanntlich die Momentennullpunkte in den unbelasteten Balkenöffnungen und an den unbelasteten Pfeilern; diese Wendepunkte haben eine feste, von der Belastung unabhängige Lage und werden daher Fest-

punkte oder Fixpunkte genannt. Die Fixpunkte bilden die Grundlage aller in dieser Abhandlung vorgeführten Berechnungen des kontinuierlichen Balkens, weshalb der Verfasser in den folgenden Kapiteln sowohl die graphische als auch die rechnerische Bestimmung derselben für alle möglichen Fälle vorgenommen hat; desgleichen wird auch die graphische und rechnerische Bestimmung der Verkleinerungskoeffizienten μ gezeigt. Zur Bestimmung der beiden Stützenmomente in der belasteten Öffnung benützt man die Kreuzlinienabschnitte, welche der Vollständigkeit halber ebenfalls abgeleitet werden. Schließlich hat der Verfasser die Methode der Fixpunkte nicht nur zur Ermittlung der inneren Kräfte für vertikale Balkenbelastung angewandt, sondern auch auf alle vorkommenden Pfeilerbelastungen (Winddruck, Erddruck, Wasserdruck, Kranlast) ausgedehnt.

Hauptfall B.

Rahmenkonstruktion.

Die Rahmenkonstruktion liegt stets dann vor, wenn der Balken kein festes Lager besitzt und sich entweder nur auf elastisch mit ihm verbundene Pfeiler stützt, oder zum Teil auf solchen Pfeilern, zum Teil auf Lagern ruht, welche einer horizontalen Verschiebung des Balkens einen vernachlässigbaren Widerstand entgegensetzen (Roll-, Pendel- oder Gleitlager); irgendwelche äußeren oder inneren horizontalen Kräfte sind dann imstande, dem Balken und mithin auch den Pfeilerköpfen horizontale Verschiebungen zu erteilen, deren Größe von dem Grad der elastischen Einspannung des Balkens an den Pfeilern abhängt.

Die genaue Berechnung des vorbezeichneten Hauptfalles B konnte bisher nur nach den bei Rahmenberechnungen gebräuchlichen allgemeinen Elastizitätsgleichungen durchgeführt werden; wer jedoch einmal eine solche Berechnung eines Rahmens über zwei und mehr Öffnungen durchgeführt hat, kennt den großen Zeitaufwand und die Schwierigkeiten, welche dabei entstehen. Der Zeitersparnis wegen hat man sich deshalb in der Praxis vielfach damit beholfen, bei vertikaler Balkenbelastung den Hauptfall B nach der Methode der Fixpunkte genau so zu berechnen, wie den Hauptfall A; man begnügte sich eben damit, zu wissen, daß der dadurch begangene Fehler nicht groß sein konnte. Bei Belastung der Pfeiler des Rahmens mit Winddruck, Erddruck, Wasserdruck oder Kranlast blieb jedoch nichts anderes übrig, als die Berechnung nach den Elastizitätsgleichungen durchzuführen, wenn ein zutreffendes Resultat erzielt werden sollte.

Verfasser führt nun in der nachfolgenden Abhandlung eine auf der Methode der Fixpunkte beruhende, übersichtliche, wenig Zeitaufwand er-

fordernde Berechnungsweise des Rahmens mit horizontalem Balken auf beliebig vielen vertikalen Pfeilern vor, durch welche sowohl bei vertikaler Balkenbelastung als auch bei beliebiger Pfeilerbelastung dasselbe genaue Resultat erzielt wird, wie durch die bedeutend längere Rechnung nach den Elastizitätsgleichungen.

Die Berechnung des Hauptfalles B wird, wie später gezeigt, auf diejenige des Hauptfalles A verbunden mit einer Zusatzberechnung zurückgeführt, wobei letztere die Zusätze liefert, welche zu den Resultaten aus Hauptfall A zu addieren sind, um die genauen inneren Kräfte für den Hauptfall B, wie sie eine Berechnung nach den Elastizitätsgleichungen liefern würde, zu erhalten. Da man also, um den Rahmen (Hauptfall B) nach der Methode der Fixpunkte berechnen zu können, denselben zunächst an den Säulenköpfen festgehalten denkt, d. h. wie einen kontinuierlichen Balken auf elastisch drehbaren, am Kopfe festgehaltenen Pfeilern berechnet, so werden im „Ersten Teil“ der vorliegenden Arbeit alle für diesen Fall benötigten Ableitungen durchgeführt, und darauf wird im „Zweiten Teil“ die Zusatzberechnung gezeigt, welche den Übergang von Hauptfall A zum Hauptfall B vermittelt. Der „Dritte Teil“ enthält Anwendungen der abgeleiteten Resultate auf Beispiele, insbesondere auch die Ermittlung der Einflußlinien der inneren Kräfte.

Es sei jetzt schon darauf hingewiesen, daß außer den von der Belastung unabhängigen Größen (Fixpunkte, usw.) auch alle Momentenordinaten leicht mathematisch genau aus den in den graphischen Konstruktionen enthaltenen Dreiecken berechnet werden können, falls das zeichnerische Verfahren die gewünschte Genauigkeit noch nicht erreichen sollte.

Erster Teil.

Berechnung des kontinuierlichen Balkens auf elastisch drehbaren Pfeilern unter Annahme horizontal unverschieblicher Pfeilerköpfe.

I.

Graphische Methode zur Bestimmung der Balkenfixpunkte.

Der graphischen Ermittlung der Balkenfixpunkte legen wir Fig. 1—15 zugrunde. Bei der Herleitung aller Formeln und Konstruktionen gehen wir von den Formänderungen der elastischen Linie des Balkens aus.

Um zur elastischen Linie oder Biegelinie bei gegebener Belastung des Balkens zu gelangen, betrachten wir nach Mohr die schraffierte, vorläufig als bekannt vorausgesetzte

Momentenfläche (Fig. 1) des kontinuierlichen Balkens als Belastungsfläche und zeichnen zu dieser ein Seilpolygon, welches die elastische Linie des Balkens darstellt. Beim Balken mit konstantem Trägheitsmoment T und ebenfalls konstanter Dehnungszahl E ist bekanntlich die unveränderte Momentenfläche als Belastungsfläche, und das Produkt $E \cdot T$ als Polweite des Kräftepolygons zur elastischen Linie einzuführen; beim Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment und konstanter Dehnungszahl E zeichnen wir das Kräftepolygon mit der Polweite E und führen als Belastungsfläche die reduzierte Momentenfläche ein, welche wir erhalten, indem wir die Querschnittsmomente M der einfachen Momentenfläche durch die entsprechenden Trägheitsmomente T dividieren, die Werte $\frac{M}{T}$ als Ordinaten auftragen und

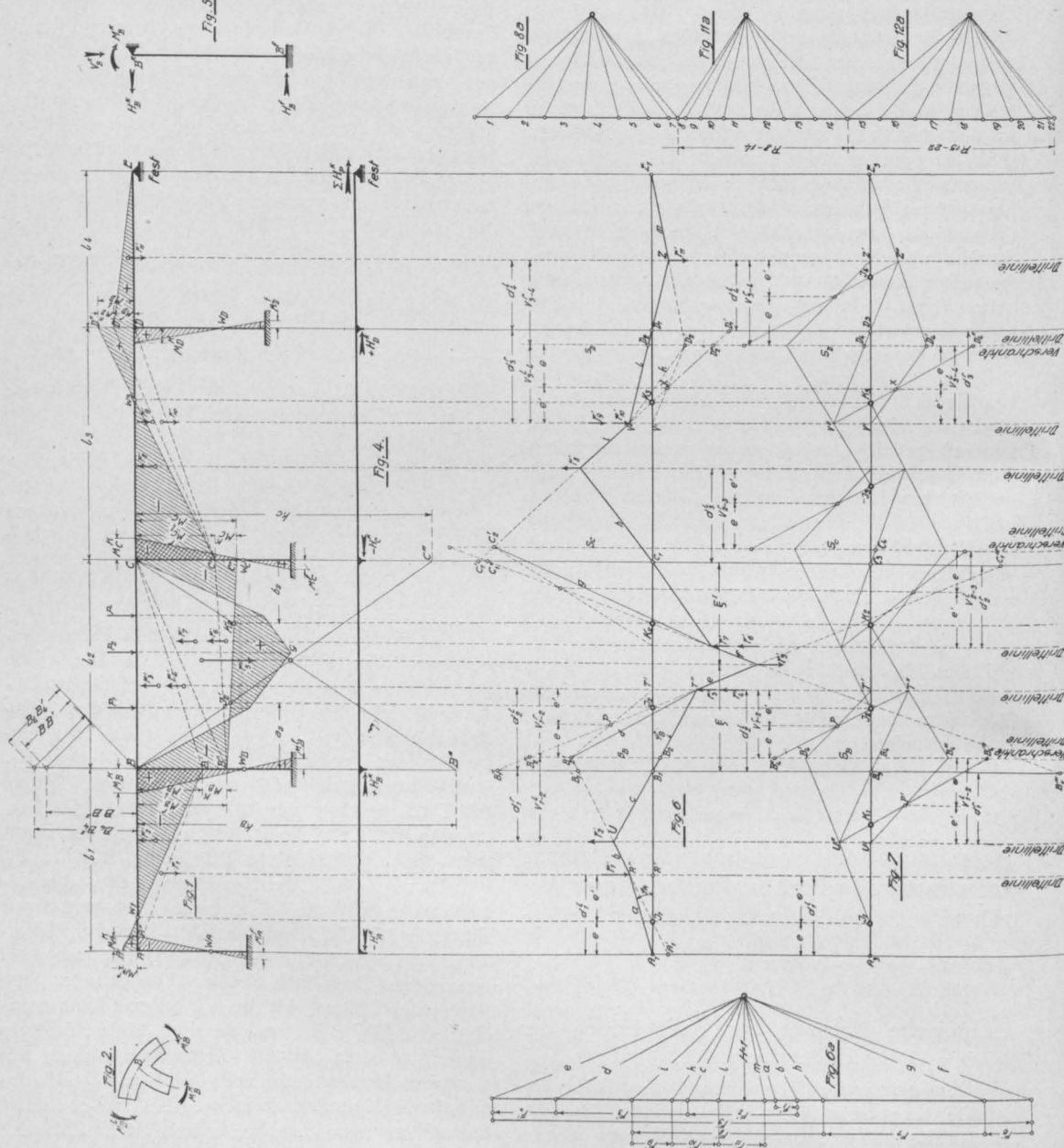
die Endpunkte derselben durch eine Kurve verbinden; im allgemeinsten Falle führen wir die $\frac{1}{E \cdot T}$ -fache (reduzierte) Momentenfläche als Belastungsfläche ein und zeichnen das Kräftepolygon der elastischen Linie mit der Polweite $H = 1$.

Im vorliegenden Fall handelt es sich nicht um die wirkliche Form der elastischen Linie, sondern es genügt, dieselbe durch einige wenige Tangenten darzustellen; das Seilpolygon, welches diese Tangenten bilden, bezeichnen wir kurz als „elastisches Tangentenpolygon“, und die Tangenten der elastischen Linie an den Stützen als „Stützentangenten“.

Zur Bestimmung des elastischen Tangentenpolygons (Fig. 6) betrachten wir in Fig. 1 die schraffierte Momentenfläche der belasteten Öffnung BC als die Differenz zwischen dem positiven Fünfeck $BGC = F_5$ (in Fig. 1 sind die entsprechenden reduzierten Momentenflächen F_5' , usw. eingetragen) und dem negativen Trapez $BB''C'$, welches wir überdies durch die Diagonalen $B'C$, $B''C$ und $B''C'$ in die vier negativen Momentendreiecke $BB'C = F_3$, $B'B''C = F_4$, $B''CC' = F_7$, $B''C'C' = F_8$ zerlegen; es ist hervorzuheben, daß die Zerlegung des negativen Trapezes $BB''C'$ derart erfolgt, daß die Pfeilerkopfmomente $B'B''$ und $C'C''$ die Höhen von zwei besonderen Dreiecken bilden. Ferner betrachten wir in der Öffnung AB die schraffierte Momentenfläche $AA'W_1B'$, welche ein überschlagenes Viereck bildet, als die Zusammensetzung des positiven Momentendreiecks $AA'B' = F_1$ und des negativen Momentendreiecks $ABB' = F_2$; ebenso betrachten wir das schraffierte überschlagene Momentenviereck $CC'W_3D'D$ der Öffnung CD als die Zusammensetzung des negativen Momentendreiecks $CC'D = F_9$ und des positiven Momentendreiecks $C'DD' = F_{10}$, welches wir noch durch die Diagonale $C'D'$ in die zwei Dreiecke $C'DD' = F_{10}$ und $C'D'D' = F_9$ teilen.

Zu den auf vorgenannte Weise entstandenen elf Teilmomentenflächen F_1, \dots, F_{11} denken wir uns die $\frac{1}{E \cdot T}$ -fachen, d. h. die entsprechenden reduzierten Momentenflächen $F_1' \dots F_{11}'$ gebildet und die Inhalte der letzteren in ihren ent-

Flächen als nach unten und der negativen Flächen als nach oben gerichtete Kräfte in dem mit der Polweite $H=1$ gezeichneten Kräftepolygon der Fig. 6a zusammen; das zu letzterem in Fig. 6 gezeichnete Seilpolygon ist das gesuchte elastische Tangentenpolygon, welches der Bedingung unter-

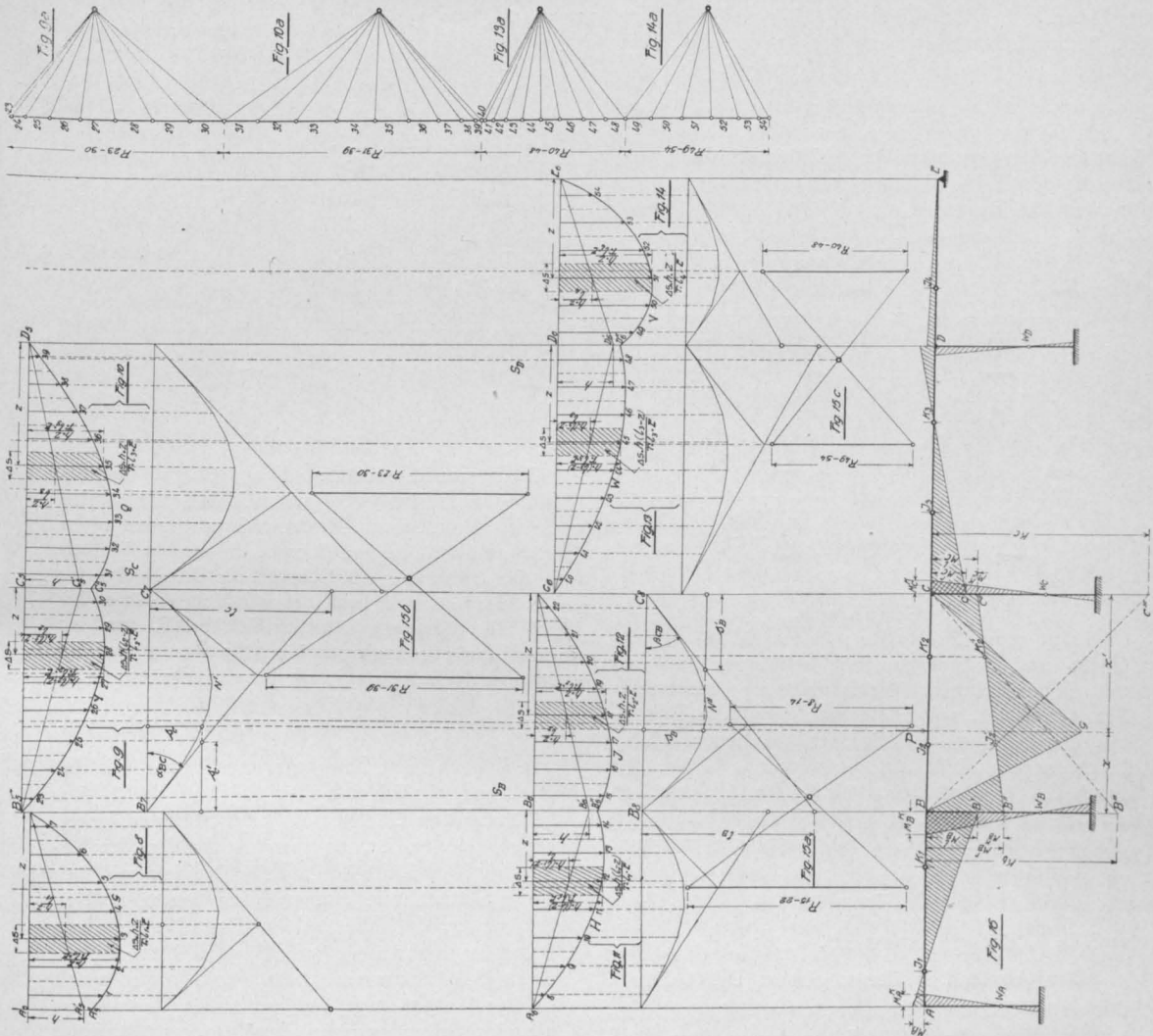


sprechenden Schwerpunkten zu den in Fig. 1 eingezeichneten Einzelkräften $F_1' \dots F_{11}'$ vereinigt (in Fig. 1 sind die Begrenzungslinien der reduzierten Momentenflächen weggelassen); diese Kräfte tragen wir unter Einführung der positiven

worfen ist, daß jede Stütz tangenten wegen der vorausgesetzten vertikalen Unverschiebbarkeit der Stützpunkte durch den Schnittpunkt von Balken- und Stützenachse gehen muß. Da nun die Ecken des elastischen Tangentenpolygons nach obigem

auf den vertikalen Schwerlinien der reduzierten Momentenflächen (Einzelkräfte) $F_1' \dots F_{11}'$ liegen, so besteht die nächste Aufgabe darin, die Lage dieser Schwerlinien festzulegen. Von vornherein können wir nur die vertikale Schwerlinie der Fläche F_5' bestimmen, weil wir deren zugeordnete

und mit d^r den Abstand der rechten Drittelinie vom rechten Auflager dieser Öffnung, ferner mit einem angehängten Zeiger 1...4 die Ordnungszahl der Öffnung, so erhalten wir beispielsweise den Abstand d_1^l der linken Drittelinie in der ersten

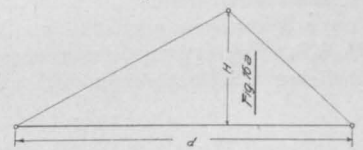


einfache Momentenfläche BGC ohne weiteres zu zeichnen vermögen; die übrigen zehn Schwerlinien, welche Momentendreiecken zugeordnet sind und daher „Drittelinien“ genannt werden (obwohl dieselben bei dem vorliegenden allgemeinen Fall nicht im Drittel der Öffnung liegen), können wir wie folgt ermitteln, auch ohne die Stützhöhen dieser Momentendreiecke, d. h. ohne die Stützenmomente zu kennen.

1. Drittelinien:

Bezeichnen wir mit d^l den Abstand der linken Drittelinie einer Öffnung vom linken Auflager,

Öffnung, d. h. den Schwerpunktsabstand d_1^l der 1-fachen (reduzierten) Momentenfläche F_1' vom linken Auflager A aus dem Dreieck $A_5A_5'B_5$ (Fig. 8) mit der Stützweite l_1 als Grundlinie und der beliebigen Stützhöhe h in A, wie folgt:



a) Analytisch.

Es sei (Fig. 8) $A_5A_5''GB_5$ die dem Momentendreieck $A_5A_5'B_5$ entsprechende $\frac{1}{E \cdot T}$ -fache (reduzierte) Momentenfläche. Wir teilen dieselbe in schmale vertikale Streifen mit der Breite Δs und dem Schwerpunktsabstand z von der rechten Stütze der Öffnung l_1 ; der Inhalt ΔF eines solchen, in Fig. 8 durch Schraffur hervorgehobenen Flächenstreifens („elastisches Gewicht“) beträgt:

$$\Delta F = \frac{\Delta s \cdot h \cdot z}{E \cdot T \cdot l_1} \quad (8)$$

Nach der Schwerpunktslehre erhält man dann aus dem Moment aller Flächenstreifen in bezug auf die Vertikale durch A:

$$\begin{aligned} d_1^I &= \frac{\sum_0^{l_1} \Delta F \cdot (l_1 - z)}{\sum_0^{l_1} \Delta F} = \frac{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s \cdot h \cdot z}{E \cdot T \cdot l_1} \cdot (l_1 - z)}{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s \cdot h \cdot z}{E \cdot T \cdot l_1}} \\ &= \frac{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot z \cdot (l_1 - z)}{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot z} = l_1 - \frac{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot z^2}{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot z} \quad (9) \end{aligned}$$

b) Graphisch.

Trägt man die Kräfte ΔF aus Gl. (8) mittels Kräfte- und Seilpolygon mit beliebiger Polweite und in beliebigem Kräftemaßstab zusammen (Fig. 8 und 8a), so erhält man die linke Drittellinie der Öffnung l_1 als Schwerlinie dieser Kräfte; da es hierbei nicht auf die wirkliche Größe der durch Gl. (8) ausgedrückten Kräfte ΔF , sondern nur auf ihr gegenseitiges Verhältnis ankommt, so trägt man diese Kräfte ΔF in der einfacheren Form:

$$\Delta F = \frac{\Delta s}{T} \cdot z$$

auf (da h , E und l_1 konstant).

Den Abstand d_1^r der rechten Drittellinie der ersten Öffnung (lotrechte Schwerlinie der reduzierten Momentenfläche F_2') vom rechten Auflager B erhalten wir aus dem Momentendreieck $A_6B_6B_6'$ (Fig. 11) mit der Grundlinie l_1 und der beliebigen Stützhöhe h in B auf analoge Weise.

a) Analytisch.

Es sei (Fig. 11) $A_6HB_6''B_6$ die dem Momentendreieck $A_6B_6B_6'$ zugeordnete $\frac{1}{E \cdot T}$ -fache (reduzierte) Momentenfläche. Wir teilen dieselbe wieder in schmale vertikale Streifen mit der Breite Δs und dem Schwerpunktsabstand z vom rechten Auflager der Öffnung l_1 ; der Inhalt ΔF

eines solchen, in Fig. 11 schraffierten Flächenstreifens beträgt:

$$\Delta F = \frac{\Delta s \cdot h \cdot (l_1 - z)}{E \cdot T \cdot l_1} \quad (10)$$

Nach der Schwerpunktslehre erhält man aus dem Moment aller Flächenstreifen in bezug auf die Vertikale durch B

$$\begin{aligned} d_1^r &= \frac{\sum_0^{l_1} \Delta F \cdot z}{\sum_0^{l_1} \Delta F} = \frac{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s \cdot h \cdot (l_1 - z) \cdot z}{E \cdot T \cdot l_1}}{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s \cdot h \cdot (l_1 - z)}{E \cdot T \cdot l_1}} \\ &= \frac{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot (l_1 - z) \cdot z}{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot (l_1 - z)} = \frac{l_1 \cdot \sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot z - \sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot z^2}{l_1 \cdot \sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} - \sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot z} \quad (11) \end{aligned}$$

b) Graphisch.

Trägt man die Kräfte ΔF aus Gl. (10) mittels Kräfte- und Seilpolygon mit beliebiger Polweite und in beliebigem Kräftemaßstab zusammen (Fig. 11 und 11a), so erhält man die rechte Drittellinie der Öffnung l_1 als Schwerlinie dieser Kräfte; da es hierbei nicht auf die wirkliche Größe der durch Gl. (10) ausgedrückten Kräfte ΔF , sondern nur auf ihr gegenseitiges Verhältnis ankommt, so trägt man diese Kräfte ΔF in der einfacheren Form:

$$\Delta F = \frac{\Delta s}{T} (l_1 - z) = \frac{\Delta s}{T} \cdot l_1 - \frac{\Delta s}{T} \cdot z \quad \text{auf.}$$

In den übrigen Öffnungen bestimmen wir die Drittellinien ähnlich wie vor.

Da aus den Gl. (9) u. (11) das Stützenmoment h ausgeschieden ist, so war es richtig, der Bestimmung der Drittellinien ein Dreieck mit beliebiger Stützhöhe zugrunde zu legen, und es folgt weiter, daß die beiden Drittellinien einer Öffnung unabhängig sind von den wirklichen Stützenmomenten, und also auch von der Belastung, und nur abhängig von den Querschnittsabmessungen und der Stützweite dieser Öffnung.

2. Verschränkte Drittellinien.

Wir betrachten jetzt in Fig. 1 die beiden an der Stütze B zusammenstoßenden Momentendreiecke ABB' und $BB'C$ mit der gemeinschaftlichen Höhe BB' und den beiden zugeordneten reduzierten Momentenflächen F_2' und F_3' . Die lotrechte Schwerlinie S_B der gemeinsamen $\frac{1}{E \cdot T}$ -fachen (reduzierten) Momentenfläche (Fig. 11 u. 12) geht in der Nähe von B durch den Schnittpunkt

B_2' der die Kräfte F_2' und F_3' in Fig. 6 einschließenden Seilseiten b und d ; die Schwerlinie S_B nennen wir „verschränkte Drittellinie der Öffnungen l_1 und l_2 “. In gleicher Weise schneiden sich die Seilseiten g und i , welche die Kräfte F_7' und F_8' einschließen, in der Nähe von C auf der „verschränkten Drittellinie S_C der Öffnungen l_2 und l_3 “, und die die Kräfte F_{10}' und F_{11}' einschließenden Seilseiten k und m auf der „verschränkten Drittellinie S_D der Öffnungen l_3 und l_4 “.

Um beispielsweise die Lage von S_B zu bestimmen, verfahren wir in folgender Weise:

a) Analytisch.

Wir bezeichnen (Fig. 6) den Abstand der den Öffnungen l_1 und l_2 zugeordneten verschränkten Drittellinie S_B von der nächsten links gelegenen Drittellinie (rechte Drittellinie der ersten Öffnung) mit v_{1-2}^l , und den Abstand derselben von der nächsten rechts gelegenen Drittellinie (linke Drittellinie der zweiten Öffnung) mit v_{1-2}^r . Nach der Schwerpunktslehre erhalten wir v_{1-2}^l bzw. v_{1-2}^r aus dem statischen Moment der Kräfte F_2' und F_3' in bezug auf die Richtung von F_2' bzw. auf die Richtung von F_3' :

$$v_{1-2}^l = \frac{F_3'}{F_2' + F_3'} \cdot (d_1^r + d_2^l) \cdot \dots \quad (12)$$

$$v_{1-2}^r = \frac{F_2'}{F_2' + F_3'} \cdot (d_1^r + d_2^l) \cdot \dots \quad (13)$$

In den Gl. (12) u. (13) ersetzen wir die dem wirklichen Momentendreieck $AB'C$ (Fig. 1) entsprechende reduzierte Momentenfläche $F_2' + F_3'$ durch die aus dem Momentendreieck $A_6B_6'C_6$ (Fig. 11 u. 12) mit der beliebigen Stützhöhe h hergeleitete reduzierte Momentenfläche $A_6HB_6''JC_6$; ebenso ersetzen wir die reduzierte Momentenfläche F_2' durch die aus dem Momentendreieck $A_6B_6B_6'$ (Fig. 11) hergeleitete reduzierte Momentenfläche $A_6HB_6''B_6$, und die reduzierte Momentenfläche F_3' durch die aus dem Momentendreieck $B_6B_6'C_6$ (Fig. 12) hergeleitete reduzierte Momentenfläche $B_6B_6''JC_6$. Durch diese Vertauschung ändern die Verhältnisse

$$\frac{F_3'}{F_2' + F_3'} \quad \text{und} \quad \frac{F_2'}{F_2' + F_3'}$$

der Gl. (12) u. (13) ihren Wert nicht; denn aus den späteren Gl. (14) u. (15) scheidet das Stützenmoment h aus, wodurch ausgedrückt ist, daß v_{1-2}^l und v_{1-2}^r vom Stützenmoment in B unabhängig sind, und daß daher das unbekannte, wirkliche Stützenmoment BB' (Fig. 1) durch ein beliebig anderes (hier h) ersetzt werden durfte.

Mit Einführung der in Fig. 11 u. 12 eingetragenen Werte in die Gl. (12) u. (13) erhalten wir dann:

$$v_{1-2}^l = \frac{\sum_0^{l_2} \frac{A s \cdot h \cdot z}{E \cdot T \cdot l_2}}{\sum_0^{l_1} \frac{A s \cdot h \cdot (l_1 - z)}{E \cdot T \cdot l_1} + \sum_0^{l_2} \frac{A s \cdot h \cdot z}{E \cdot T \cdot l_2}} \cdot (d_1^r + d_2^l) \quad (14)$$

$$= \frac{\frac{1}{l_2} \sum_0^{l_2} \frac{A s}{T} \cdot z}{\sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} - \frac{1}{l_1} \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z + \frac{1}{l_2} \sum_0^{l_2} \frac{A s}{T} \cdot z} \cdot (d_1^r + d_2^l)$$

$$v_{1-2}^r = \frac{\sum_0^{l_1} \frac{A s \cdot h \cdot (l_1 - z)}{E \cdot T \cdot l_1}}{\sum_0^{l_1} \frac{A s \cdot h \cdot (l_1 - z)}{E \cdot T \cdot l_1} + \sum_0^{l_2} \frac{A s \cdot h \cdot z}{E \cdot T \cdot l_2}} \cdot (d_1^r + d_2^l) \quad (15)$$

$$= \frac{\sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} - \frac{1}{l_1} \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z}{\sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} - \frac{1}{l_1} \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z + \frac{1}{l_2} \sum_0^{l_2} \frac{A s}{T} \cdot z} \cdot (d_1^r + d_2^l)$$

b) Graphisch.

Graphisch erhält man die Lage der verschränkten Drittellinie S_B , indem man die Schwerlinie der beiden reduzierten Momentenflächen $A_6HB_6''B_6$ und $B_6B_6''JC_6$ bestimmt. Dies erfolgt am einfachsten dadurch, daß man nach dem Satz von der Zusammensetzung zweier paralleler Kräfte (siehe Fig. 15a) die in der rechten Drittellinie der ersten Öffnung wirkende Resultante R_{8-14} der Kräfte $A F_{8-14}$ auf der linken Drittellinie der zweiten Öffnung und die in der linken Drittellinie der zweiten Öffnung wirkende Resultante R_{15-22} der Kräfte $A F_{15-22}$ auf der rechten Drittellinie der ersten Öffnung im gleichen Kräftemaßstab aufträgt und die Endpunkte der beiden Resultanten kreuzweise verbindet; es ist nach Fig. 11 u. 12 (da man die gemeinsamen konstanten Größen E und h streichen kann):

$$R_{8-14} = \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} - \frac{1}{l_1} \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z, \quad \text{und} \\ R_{15-22} = \frac{1}{l_2} \cdot \sum_0^{l_2} \frac{A s}{T} \cdot z.$$

Die verschränkte Drittellinie in der Nähe von C bzw. D erhält man in ähnlicher Weise.

Aus den Gl. (14) und (15), aus welchen die Stützhöhe h ausgeschieden ist, folgt, daß die verschränkte Drittellinie in der Nähe einer Stütze nur abhängig ist von den Stützweiten und den Querschnitten der beiden an die betreffende Stütze anschließenden Öffnungen und nicht abhängig von deren Belastungen.

Mit Hilfe der Drittellinien und verschränkten Drittellinien leiten wir nun das Verfahren zur Bestimmung der Fixpunkte ab, und zwar zunächst der linken Fixpunkte J . Wir beginnen mit der Bestimmung des Fixpunktes J_1 in der ersten Öffnung links.

3. Linker Fixpunkt J_1 :

Bei freier Auflagerung in A wäre in Fig. 1 $M_A = 0$, also auch die Kraft $F_1' = 0$; dann würde in Fig. 6 die Seilseite b mit der Seilseite a zusammenfallen und die Balkenachse in A_1 schneiden. Ist der Balken jedoch in A eingespannt, wie im vorliegenden Fall, so hat das Tangentenpolygon wegen der vorhandenen Kraft F_1' einen Knick in R'' und die innere Seilseite b schneidet die Balkenachse in einem Punkt J_1 , welcher die feste Strecke d_1^1 in die zwei Strecken e und e' teilt, welche wie folgt bestimmt werden.

Im überschlagenen Viereck $A_1A_1'J_1R''R'$ (Fig. 6) besteht:

$$\frac{e}{e'} = \frac{A_1A_1'}{R'R''} \quad \dots \quad (16)$$

worin A_1A_1' den Abschnitt der die Kraft F_1' einschließenden Seilseiten a und b auf der linken Stützenvertikalen bedeutet. Nach dem Satz vom statischen Moment paralleler Kräfte ist das Produkt der Strecke A_1A_1' mit der Polweite $H = 1$ gleich dem statischen Moment der Kraft F_1' in bezug auf die Senkrechte durch A , d. h.

$$A_1A_1' = F_1' \cdot d_1^1 \quad \dots \quad (17)$$

Setzen wir noch

$$F_1' = k \cdot F_1 \quad \dots \quad (18)$$

worin

$$F_1 = \text{Momentendreieck } AA'B' = M_A^k \cdot \frac{l_1}{2} \quad (19)$$

(da $M_A^r = M_A^k$), so liefert Gl. (17):

$$A_1A_1' = k \cdot \frac{M_A^k \cdot l_1 \cdot d_1^1}{2} \quad \dots \quad (20)$$

Andererseits ist im Dreieck $A_1R'R''$ (Fig. 6)

$$R'R'' = \operatorname{tg} \varphi_A \cdot d_1^1 \quad \dots \quad (21)$$

Da der Winkel φ_A zwischen der Stützentangente (Seilseite a) und der Balkenachse sehr klein ist,

kann die trigonometrische Tangente mit dem Winkel vertauscht werden, so daß

$$R'R'' = \varphi_A \cdot d_1^1 \quad \dots \quad (22)$$

Die horizontale Balkenachse und die vertikale Pfeilerachse beschreiben denselben Drehwinkel φ_A in A, den wir nachfolgend bestimmen wollen.

Wir denken uns zu dem Zweck den linken Pfeiler durch einen Schnitt unmittelbar unterhalb A vom Balken getrennt, mit dem Schnittmoment M_A^k belastet, und den Pfeilerkopf zur Sicherung der vorausgesetzten horizontalen Unverschiebbarkeit gelenkartig gelagert.

Es sei weiter r_A^k der Drehwinkel des Pfeilerkopfes durch ein Moment $M_A^k = 1$; dann beträgt der durch M_A^k bewirkte Drehwinkel:

$$\varphi_A = M_A^k \cdot r_A^k \quad \dots \quad (23)$$

Diesen Wert in Gl. (22) eingesetzt gibt

$$R'R'' = M_A^k \cdot r_A^k \cdot d_1^1 \quad \dots \quad (24)$$

Die Division von Gl. (20) durch Gl. (24) ergibt nun:

$$\frac{A_1A_1'}{R'R''} = k \cdot \frac{M_A^k \cdot l_1 \cdot d_1^1}{2 \cdot M_A^k \cdot r_A^k \cdot d_1^1} = k \cdot \frac{l_1}{2 \cdot r_A^k} \quad (25)$$

Und aus Gl. (16) und (25) folgt schließlich

$$\frac{e}{e'} = k \cdot \frac{l_1}{2 \cdot r_A^k} \quad \dots \quad (26)$$

worin noch k und r_A^k zu bestimmen sind.

4. Verhältniswert k .

Nach Gl. (18) ist

$$k = \frac{F_1'}{F_1} \quad \dots \quad (27)$$

Wie aus der folgenden Formel (29) hervorgeht, stehend das unbekannte Momentendreieck $F_1 = AA'B'$ und die zugeordnete reduzierte Momentenfläche F_1' in demselben Verhältnis zueinander wie das beliebige Dreieck $A_5A_5'B_5$ (Fig. 8) und die entsprechende reduzierte Momentenfläche $A_5A_5''GB_5$; daher ist

$$k = \frac{\text{Fläche } A_5A_5''GB_5}{\text{Fläche } A_5A_5'B_5} \quad \dots \quad (28)$$

Diesen Wert ermitteln wir entweder graphisch durch Planimetrierung der beiden Flächen oder analytisch aus

$$k = \frac{A_5 A_5' G B_5}{A_5 A_5' B_5} = \frac{\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s \cdot h \cdot z}{E \cdot T \cdot l_1}}{\frac{h \cdot l_1}{2}} \quad (29)$$

$$= \frac{2 \cdot \sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot z}{E \cdot l_1^2}$$

Aus der Formel (29) ist das Stützenmoment h ausgeschieden, d. h. der Wert k ist unabhängig von der wirklichen Größe des Stützenmomentes AA' , und es war also richtig, k aus einem Dreieck mit beliebiger Höhe zu bestimmen.

5. Drehwinkel τ^k .

Die Bestimmung der Drehwinkel τ^k erfolgt, besonders weil wir im folgenden auch Pfeiler mit beliebig veränderlichem Trägheitsmoment betrachten, am übersichtlichsten mit Hilfe der Mohrschen Sätze, welche lauten:

Satz I: Die Durchbiegung in einem Punkte C eines an einem Ende eingespannten, frei auskragenden Balkens ist gleich dem statischen Moment der zwischen der Einspannungsstelle und dem Punkte C gelegenen $\frac{1}{E \cdot T}$ fachen (redu-

zierten) Momentenfläche in bezug auf den Punkt C.

Satz II: Die Achsendrehung in einem Punkte C eines an einem Ende eingespannten, frei auskragenden Balkens ist gleich dem Inhalt der zwischen der Einspannungsstelle und dem Punkte C gelegenen $\frac{1}{E \cdot T}$ fachen (reduzierten) Momentenfläche.

Satz III: Die Durchbiegung in einem Punkte C eines Balkens auf zwei Stützen ist gleich dem Balkenmoment in diesem Punkt des mit seiner $\frac{1}{E \cdot T}$ fachen (reduzierten) Momentenfläche belasteten Balkens.

Satz IV: Die Achsendrehung in einem Punkte C eines Balkens auf zwei Stützen ist gleich der Balkenquerkraft in diesem Punkt des mit seiner $\frac{1}{E \cdot T}$ fachen (reduzierten) Momentenfläche belasteten Balkens.

Mit Hilfe der vorgenannten Sätze ermitteln wir jetzt den Ausdruck für die Achsendrehung τ^k ; diese Ableitung wird ausführlich gehalten, weil in derselben Ausdrücke vorkommen, die später gebraucht werden. (Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober, Dresden.

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Neuzeitige Schachtöfen mit selbsttätigem Betrieb. Der neue Taifun-Schachtöfen wird mit Abbildungen beschrieben und seine günstigen Betriebsergebnisse werden nach den Erfahrungen in einigen größeren Portlandzementfabriken mitgeteilt. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 21.

2. Prüfung und Untersuchung.

Ergebnisse der Prüfung von Portlandzement im Jahre 1914 und die Frage der Erzeugung eines hochwertigsten Zements. Von C. Haberkalt. An den Prüfungsergebnissen von österreichischen Portlandzementen in der Wiener Versuchsanstalt am Technologischen Museum untersucht Verfasser die Frage, wieviele Fabriken in Österreich bereits Zemente liefern, die den Bedingungen für einen hochwertigsten Zement genügen, und durch welche Untersuchungen und Herstellungsweisen die Gewinnung sol-

cher Zemente erzielt werden kann. Österreich. Wochenschrift f. d. öffentl. Bnudenst. 1916. Heft 4. — S. L. 1915. Heft 11, I, 2.

Mitteilungen aus dem technischen Laboratorium der Tiefbauverwaltung der Stadt Charlottenburg. Vergleichende Prüfung von Portlandzement und Eisenportlandzement. Von Magistratsbaurat Schmidt, Charlottenburg. Die gefundenen Ergebnisse bei der Prüfung der untersuchten Zemente selbst und der Zementmörtel werden bekanntgegeben. Beton und Eisen. 1916. Heft II/III.

Die Bestimmung des Mischungsverhältnisses von erhärtetem Mörtel und Beton. Das von Dr. Ing. H. Nitzsche vorgeschlagene Verfahren, bei dem die Mörtel- und Betonrohstoffe — Bindemittel und Füllstoffe — der Beton- oder Mörtelprobekörper der Einwirkung verdünnter Salzsäure ausgesetzt werden und die verschiedenartigen Rückstände nach einer besonderen Rechnungsmethode zur Bestimmung des Mischungsverhältnisses benutzt werden, wird kri-

tisch besprochen. Deutsche Bauzeitung. Mitteilg. 1916. Nr. 2.

Die Änderungen des Betrages der Hydrationsgeschwindigkeit beim Portlandzement. Von Professor Dr. P. Rohland, Stuttgart. Verfasser hat für eine Anzahl Fälle verschiedener Portlandzementfabriken die Ursachen für das Umschlagen des Zementes untersucht. Es werden allgemeine Angaben über die beim Umschlagen auftretenden Vorgänge und deren Entstehung gegeben. Zeitschrift für Betonbau. 1916. Heft 1.

Die Prüfung natürlicher Bausteine. Von Dr. P. Martell. Die verschiedenen Gesichtspunkte und die verschiedenen Methoden, nach denen die natürlichen Bausteine untersucht werden müssen, werden kritisch besprochen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst. 1916. Heft 3.

3. Wirtschaftliches.

Wirtschaftliche Mitteilungen. Bearbeitet von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. Verfasser gibt aller Art wirtschaftliche Nachrichten über Zement und Eisen. Beton und Eisen. 1916. Heft II/III.

II. Theorie.

Zur zeichnerischen Ermittlung des Schwerpunktes eines Trapezes. Von Dr. Alfred Denizot, Lemberg. Verfasser gibt 2 neue Verfahren zur Schwerpunktsermittlung an. Österreichische Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst. 1916. Heft 8.

Über die Kräftewirkung bei Belastung von lose übereinanderliegenden Balken. Von Dipl.-Ing. R. Knäbel, Sterkrade (Rhl.). Das Verhalten zweier lose aufeinandergelegten Balken von verschiedenem Querschnitt wird unter beliebiger Belastung betrachtet, das Ergebnis tabellarisch zusammengestellt und die Anwendung am Beispiel gezeigt. Der Brückenbau. 1916. Heft 4.

Durchlaufende Balken. Von Ingenieur R. Dovrentz, Leipzig. Es wird untersucht, wann für den durchlaufenden Träger der Nachweis für die Sicherheit der Konstruktion nach der angenäherten Berechnungsweise, wann nach der schärferen Untersuchung zu erfolgen hat, damit in neuen amtlichen Vorschriften diese Frage scharf umgrenzt werden kann. Zeitschrift für Betonbau. 1916. Heft 2.

Durchlaufende Träger auf 4, 5 und 6 Stützen unter verteilten und Einzellasten. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche in Frankfurt a. M. Um von gefährlichen Näherungsformeln für die Momente durchlaufender Träger, auf die Dr. Lewe besonders hingewiesen hat, Abstand zu nehmen, zeigt Verfasser, wie selbst solche Träger in den verwickeltsten Belastungsfällen mit recht bequemen Hilfsmitteln berechnet werden können, deren Ge-

brauch er an Beispielen erläutert. Deutsche Bauzeitung. 1915. Nr. 24.

Durchlaufende Träger mit ungleichen Stützweiten aber gleichem Steifigkeitsverhältnis: $\frac{1}{J}$. Zahlenrechtecke und Tabellen für Einflußlinien und Streckenlasten. Von Dr.-Ing. Dr. sc. nat. Lewe, Leiter der Bauprüfungsstelle in Bromberg. Armiertes Beton. 1916. Heft 2.

Über Knickung und Knicksicherheit. Von Professor O. Domke, Aachen. Aus dem weiten Gebiet der Knickungsfragen werden eine Reihe theoretischer Untersuchungen behandelt, die mit der Knickung des geraden Stabes zusammenhängen. Der Brückenbau. 1916. Heft 3.

Zur Berechnung eiserner Tragwerksteile auf Knickung. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Es soll für den praktischen Gebrauch das Wesentlichste aus den vorhandenen Berechnungsmethoden übersichtlich zusammengestellt und durch vergleichende Beispielsberechnungen einestheils eine sichtende Bewertung der Methoden, andernteils ein Hilfsmittel für die Behandlung praktischer Aufgaben geschaffen werden. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst. 1916. Heft 7.

Die Kämpferdruck-Schnittlinie im 2-Gelenkrahmen. Von Dipl.-Ing. R. Knäbel der G. H. H. Sterkrade, Rhl. In dem Aufsatz wird die Ableitung und Eigenschaft der Kämpferdruck-Schnittlinie behandelt und gezeigt, wie mit ihrer Hilfe der statisch unbestimmte Horizontalschub beim 2-Gelenkrahmen ermittelt wird. Deutsche Bauzeitung. Mitteilungen 1916. Nr. 1 u. 2.

Der zweistielige, symmetrische Dreifeldträger mit freier Endauflagerung. Von Ingenieur Leopold Herzka, Staatsbahnrat in Wien. Ableitung von Formeln in Anlehnung an die vom Verfasser in der Zeitschr. Der Eisenbau, 1915, Heft 2 veröffentlichte Untersuchung: der dreifeldige Rahmen mit gleichen Endfeldern und mit eingespannten, bzw. gelenkartig gelagerten Ständern. Es wird nicht mit konstantem, sondern mit feldweise abgestuftem Trägheitsmoment des Trägers gerechnet. Zeitschrift für Betonbau. 1915. Heft 12. — s. L. 1915. Heft 4, II.

Die Berechnung räumlicher Steifrahmen. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau. Eine ausführliche theoretische Untersuchung. Der Eisenbau. 1916. Nr. 2.

Zur Berechnung der Grundplatten. Von Ingenieur Broschmann, Essen. Die Berechnung der Biegemomente großer Grundplatten unter ganzen Gebäuden unter Berücksichtigung der Durchbiegung wird für Einzellasten durchgeführt. Beton u. Eisen 1916. Heft II/III.

Ankerplatten. Von Professor E. Suenon. Kopenhagen. Da es im Eisenbetonbau vorkommt, daß die Eisen so stark sind oder der Raum so eng ist, daß man die gewöhnlichen U-Haken nicht verwenden kann, besonders wenn starke Zugbänder eines Bogens oder Sprengwerks verankert werden sollen, so werden in diesem Falle Ankerplatten aus Stahl oder Gußeisen verwendet. Verfasser beschreibt mit Abb. die statische und konstruktive Ausbildung solcher Ankerplatten, wie sie besonders beim Bau des Königl. Schlosses Christiansborg in Kopenhagen angebracht worden sind. Beton u. Eisen. 1916. Heft II/III.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Versuche zum Vergleich der Würfel-festigkeit des Betons zu der im Bauwerk erzielten Festigkeit. Besprochen von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger nach den Mitteilungen über die vom Deutschen Ausschuß zu dieser Frage angelegten Untersuchungen. Zeitschrift für Betonbau. 1916. Heft 2.

Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten. Von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Neustadt a. d. Haardt. Die vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton in Heft 30 mitgeteilten umfangreichen Plattenversuche und ihre Ergebnisse werden vom Verfasser unter Benutzung der bei den Versuchen gleichzeitig mit geprüften gleichartig bewehrten einfachen Balken zur Bestimmung der statisch unbestimmten Momente ausgewertet. Deutsche Bauzeitung. Mitteilungen 1916. Nr. 3. s. L. 1916. Heft 2, III.

Der Rostschutz des Eisens im Beton im Lichte der neuesten Versuche. Die Versuche, welche zur Ermittlung des Rostschutzes der Eiseneinlagen im Beton, unter besonderer Berücksichtigung des Schlackenbetons, in der Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt zu Dresden ausgeführt und in Heft 31 der Mitteilungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlicht worden sind, werden in einer ausführlichen Abhandlung besprochen. Zeitschr. f. Betonbau. 1916. Hft. 1.

Die Riß- und Rostbildung bei Eisenbetonbrücken. Vom Regierungs- und Baurat Perkuhn in Kattowitz. Vom Verfasser wurden 15 selbständige Bauwerke der Eisenbahndirektionsbezirke Kattowitz und Breslau auf die Rißbildung, auf die Rißstärken und auf die Rostbildung untersucht. Die Art der Untersuchung und ihre Ergebnisse werden sehr ausführlich mitgeteilt. Um die Ursachen für die Untersuchungsergebnisse zu erklären, sind die Bauwerke auch rechnerisch untersucht worden. Außerdem wird eine theoretische Erklärung für die Rißbildung gegeben, die wahrscheinlich in dem Schwinden des Betons beim Austrocknen beruht. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1916. Nr. 12 u. 13.

Die Riß- und Rostbildung bei Eisenbetonbrücken, ihre Gefahr bei dauernd der Witterung ausgesetzten Eisenbetonbauten und ihre Begünstigung durch das Schwinden des Betons. Vom Geheimen Oberbaurat Lahes in Berlin. Da es auf Grund der Perkuhn'schen Untersuchungen für vorsichtige Verwaltungen geraten sei, gegen Neubautwürfe der in der Überschrift bezeichneten Art, besonders gegenüber der Verwendung von Balkenträgern größte Zurückhaltung und Vorsicht walten zu lassen, regt Verfasser sofortige neue Versuche an, um den noch nicht genügend geklärten Einfluß des Schwindens des Betons beim Austrocknen auf die Rissebildung in Eisenbetonbauten festzustellen. Gleichzeitig gibt er ein ausführliches Versuchsprogramm und stellt die Gesichtspunkte auf, nach denen die Versuche auszuführen wären. Zentralblatt d. Bauverwaltung. 1916. Nr. 14.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Die neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und aus Beton. Besprechung von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger. Zeitschrift für Betonbau. 1915. Heft 12. — s. L. 1915. Heft 12, IV; 1916. Heft 1 u. 2, IV.

Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und aus Beton. Die durch Runderlaß des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 13. Januar 1916 ergangenen neuen amtlichen Vorschriften werden bekanntgegeben. Zentralbl. d. Bauverwaltung. 1916. Nr. 16. — s. L. 1915. Heft 12, IV; 1916. Heft 1, IV.

Neue Bestimmungen über die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und Beton. Die neuen Vorschriften werden im Vergleich mit den alten besprochen. Zentralblatt d. Bauverwaltung. 1916. Nr. 18.

Beleuchtung der neuen Bestimmungen über die Ausführung von Beton- und Eisenbetonarbeiten. Von Dr. E. Sack. Verfasser wendet sich gegen die Unbestimmtheiten und Unklarheiten in diesen neuen Vorschlägen. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 19.

Neue Verordnung betr. Eisenbetonbauten auf den schweizerischen Bundesbahnen. Von Dipl.-Ing. J. Polivka, Zürich. Eine ausführliche kritische Besprechung und Erläuterung zu allen einzelnen Bestimmungen, die gleichzeitig mitgeteilt werden. Beton u. Eisen. 1916. Heft II/III. — s. L. 1916. Heft 2, IV.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Portlandzement als Dichtungsmittel bei gußeisernen Rohrleitungen. Die Ver-

wendung von Portlandzement zur Dichtung der Muffen solcher Wasserleitungen, wie sie in den Städten Südkaliforniens fast allgemein geworden ist, wird mit Einzelheiten beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 20.

Schmierseife als wasserdichtendes Mittel bei Zementmörtel und Beton. Von Wilh. Schütze. Die Wirkungsweise und die Anwendung der Kaliseifen, die sich allein für diese Zwecke eignen, wird kurz besprochen. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 16.

Neue Anwendungen des Gußbeton-Verfahrens. Mitgeteilt von Gebr. Rank in München. Das in Amerika schon seit langem übliche Verfahren wurde von der Firma Gebr. Rank an drei größeren Eisenbetonbauten in verbesserter Form sowohl für Guß- als auch für Stampfbetonarbeiten angewendet. Die Erfahrungen zeigen, daß der Beton durchaus nicht dünnflüssig zu sein braucht, damit er durch die Rinnen hindurchfließt. Es kommt lediglich auf eine richtige Auswahl des Kies- und Schottermaterials und die Neigung der Rinnen an. Auch die Druckfestigkeiten wurden nicht schlechter als sonst im Eisenbetonbau gefunden. Mit Abbildungen werden alle Einzelheiten des Verfahrens ausführlich beschrieben. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1915. Nr. 24.

2. Ausführungen im Hochbau.

Denkmal auf dem Ehrenfriedhof von Sedan. Von E. Simson. Kurze Beschreibung dieses aus Beton und Eisenbeton errichteten Heldendenkmals. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1916. Heft II/III.

Das städtische Lagerhaus in der Devrientstraße zu Dresden. Von Th. Böhm. Mit Abbildungen. Armiertes Beton 1916. Heft 2.

Getreidesilos aus Beton. Von M. Eulert. Die Ausführung von Getreidesilos aus Beton, die ein amerikanisches Sonderbaugeschäft in nur einer Sorte für Landwirte herstellt, wird beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 15.

Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafentmühle T. Bienert, Dresden-Friedrichstadt. Entwurf und Ausführung der Firma Johann Odorico (Inhaber Ingenieur R. Wortmann) in Dresden. Von Oberingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus. Diese zu den größten und modernsten Mühlenanlagen zählende Mühle besteht aus dem eigentlichen Mühlengebäude von 75,5 m Länge, 20,5 m Breite und rund 40 m Höhe über Gelände mit den erforderlichen Nebengebäuden, aus dem fast ebenso großen, aber noch höherem Getreidespeicher mit vorgebautem Turm, aus einer 140 m langen Verladehalle und der tunnelartigen Verbindung zwischen dieser Halle und dem naheliegenden

König-Albert-Hafen. Mit sehr vielen Abbildungen werden die Bauausführung und Ausbildung dieser großen Mühle eingehend beschrieben und alle konstruktiven Einzelheiten und statischen Berechnungen der Eisenbetonteile mitgeteilt, die bei dem Bau im weitesten Maße verwendet worden sind. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1916. Nr. 1, 2 und 4.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Eigener Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für den Neubau einer Brücke über die Enz im Zuge der Benckiserstraße in Pforzheim. Von L. Seibel, Stadtbaumeister in Pforzheim. Ausführliche Mitteilungen über die Bedingungen, die eingegangenen Entwürfe und die Kritik der Ergebnisse des Wettbewerbs für eine lichte Weite von etwa 40 m bei ganz geringer Konstruktionshöhe. Von den hierbei vorgeschlagenen zum Teil ganz neuen und sehr eigenartigen Systemen sind besonders bemerkenswert:

Der Entwurf mit einer Bogenauslegerbrücke von Wayss und Freytag, dem der 1. Preis zugesprochen wurde.

Das Projekt der Firma Rud. Wolle, das zwei landseitige als Balanceträger ausgebildete Auslegerkonstruktionen mit mittlerem freiaufliegenden Trägereil vorsieht.

Ein weiterer Entwurf der gleichen Firma als Dreigelenkbogen System Prof. Möller mit steifer Armierung in Eisenschachwerk.

Ein neuartiges, der Firma Dyckerhoff & Widmann patentiertes Trägersystem, das im wesentlichen darauf hinausläuft, daß bei einem Träger auf zwei Stützen mit frei beweglicher Auflagerung (Balkenträger) durch geeignete Formgebung der Trägerenden der volle Auflagerdruck zur Erzeugung von negativen Momenten, welche die Mittelquerschnitte entlasten, ausgenutzt wird;

und verschiedene Entwürfe flacher Gewölbe.

Alle diese Entwürfe werden sehr eingehend beschrieben und durch sehr viele Abbildungen auch in den Einzelheiten ausführlich vorgeführt. Der Brückenbau 1915. Heft 23 u. 24.

Brücke in Lauperswil. Von Ingenieur M. Schnyder, Burgdorf. Die verschiedenen Lösungen für einen Eisenbetonsteg von 3 m Breite, im Lichten 40 m weite Mittelöffnung und zwei 20 m weiten Flutöffnungen und sehr geringer, verfügbarer Konstruktionshöhe werden mit Abbildungen vorgeführt und kritisch besprochen. Von der gewählten Ausführung — einem Zweigelenkrahmen mit zwei mittleren als Pendelpfeiler ausgebildeten Zwischenunterstützungen — werden Einzelheiten der Konstruktion und der Herstellung sowie sehr ausführlich die statische Untersuchung mitgeteilt. Ein ähnlicher Eisenbetonsteg, der als Zweigelenkrahmen mit auskragenden Konsolen

ausgebildet ist, wird mit Abbildungen gleichfalls kurz beschrieben. Beton und Eisen 1916. Heft II/III.

Die Treppenanlagen bei Brücken. Von Prof. Dr. techn. Robert Schönhöfer in Braunschweig. Mit vielen Abbildungen werden die verschiedenen Treppenanlagen bei Brücken nach ihrer technischen und architektonischen Ausbildung besprochen. Der Brückenbau 1916, Heft 2.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Eiserne Spundwände. Von Dipl.-Ing. W. Schwaab in Heidelberg. Ausführliche Mitteilung über die großen Vorteile und die vielen Verwendungsmöglichkeiten eiserner Spundwände. Die zahlreichen alten und neuen Systeme werden mit Abbildungen beschrieben. Der Brückenbau 1916. Heft 1.

Erleichterung für Schüttbetongründungen. Von Reg.- und Geh. Baurat R. Scheck in Fürstenwalde-Spree. Verfasser weist auf die Vorteile und Nachteile der jetzt meist üblichen Stampfbeton-Gründungen hin, die oft nur durch

umfangreiche, kostspielige und langdauernde Grundwassersenkungen mit all deren großen Nachteilen möglich sind. Da durch die neuen eisernen Spundwandformen auch bei tieferen Gründungen und schwerem Rammgrunde sichere Umschließungen der Baugruben ausgeführt werden können, tritt er für Schüttbetongründungen ein. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1916. Nr. 1.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Ringförmiger Lokomotivschuppen im Rangierbahnhof Blockland bei Bremen. Von Dipl.-Ing. A. Ritter, Leiter der Filiale Bielefeld der Firma Paul Kossel u. Co., Bremen. Ausführliche Beschreibung eines Lokomotivschuppens mit 22 Ständen, 2 Schornsteinen und einer Drehscheibe, sämtlich in Eisen- und Stampfbeton erbaut. Mit vielen Abbildungen. Beton und Eisen 1916. Heft II/III.

VI. Allgemeine Fragen.

— — —

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau. Heft I. Der Einfluß der Nietlöcher auf die Längenänderung von Zugstäben und die Spannungsverteilung in ihnen. Herausgegeben vom Verein Deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken (Deutscher Eisenbau-Verband). Verlag Julius Springer 1915. Ausgabe A: Berichterstatte Geh. Reg.-Rat Prof. M. Rudeloff. Preis 3,60 M. Ausgabe B: Berichterstatte Reg.-Bmstr. a. D. Dr.-Ing. Kögler. Preis 1,60 M.

In den Berichten über Versuche im Eisenbau will der Deutsche Eisenbau-Verband die Ergebnisse der für ihn im Königl. Material-Prüfungsamt in Berlin-Lichterfelde ausgeführten und künftig noch in größerem Umfange auszuführenden Versuche auf dem Gebiete des gesamten Eisenbaues der Fachwelt bekanntgeben. Es sollen zwei Arten von Berichten in Zukunft erscheinen, die fortlaufende Numerierung erhalten, und zwar:

1. Hefte A, in denen die Anordnung, die Ausführung und die unmittelbaren zahlenmäßigen Ergebnisse der Versuche besprochen und mitgeteilt werden;

2. Hefte B, die die weitere Bearbeitung und Auswertung der Versuchsergebnisse sowie die daraus zu ziehenden Folgerungen und etwaige Bauregeln für die Praxis enthalten.

Diese zweifache Bearbeitung des Stoffes wird von allen Fachgenossen dankbarst begrüßt werden und sollte als Vorbild für die künftigen Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton gelten. Bei der umfangreichen Literatur, die heute ein jeder Fachkollege, der mit dem Fortschritt seines Faches gleichen Schritt halten will, zu bewältigen hat, wird es ihm in hohem Maße angenehm sein, die praktischen, für ihn besonders wertvollen Ergebnisse der Versuche — in Ausgabe B — kurz vorgeführt zu erhalten. Daneben wird ihm aber auch im besonderen Falle durch die Ausgabe A Gelegenheit geboten, sich dem eingehenderen Studium dieser oder jener Frage zuzuwenden und sich über Einzelheiten der Versuchsanordnung und -durchführung sowie über Ergebnisgrößen zu unterrichten. Für diese Einrich-

tung kann der Deutsche Eisenbau-Verband des Dankes und der Anerkennung aller Fachkreise versichert sein. Die Versuche in Heft 1 behandeln:

1. Den Einfluß der Nietlöcher auf die Dehnung, und zwar den Einfluß etwaiger Verbiegungen des Stabes auf die Dehnung, die Bestimmung der Reichweite des Einflusses der Nietlöcher auf die Dehnung an den Stabranden, den Einfluß aufgenieteter Platten auf die Dehnung, die Ermittlung der Dehnungen in verschiedenen Schichten der Stabbreite;

2. die Verteilung der Zugspannungen in dem Stabteil außerhalb der Nietlöcher und zwar: die Ermittlung der Längs- und Querdehnungen, der Zugspannungen aus den Längsdehnungen und aus den Längs- und Querdehnungen und 3. die Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

Aus den letzteren sei als besonders wertvoll hervorgehoben:

Bei Beanspruchung eines mit Nietlöchern versehenen Stabes auf Zug ist die Zugspannung bis zu einem gewissen Abstände von Lochmitte nicht gleichmäßig über die Stabquerschnitte verteilt. — Bei Anordnung mehrerer Lochreihen hintereinander überstrahlen sich die Einflüsse der in der Zugbeanspruchungsrichtung hintereinander gelegenen Löcher. Die Ausfüllung der Löcher mit dem Nietschaft hatte innerhalb der angewandten Belastung keinen nennenswerten Einfluß auf die Dehnung des Stabes. Infolge der ungleichmäßigen Querdehnungen bei Beanspruchung eines gelochten Stabes auf Zug erfährt vornehmlich das Material im kleinsten Querschnitt und hier besonders an den Stellen neben den Löchern erhöhte Zugspannung. Die größte Zugspannung σ_{\max} herrscht bei Beanspruchung eines mit demselben Querschnitte versehenen Stabes auf Zug in dem kleinsten Querschnitt an den Lochwandungen. $\sigma_{\max} \approx 1,3 \sigma_m$, worin σ_m die außerhalb der Reichweite des Loches stattfindende mittlere gleichmäßig verteilte Zugspannung darstellt.

In dem Stabteil zwischen den beiden in demselben Stabquerschnitt gelegenen Löchern war die Zugspannung größer als in den beiden Teilen zwischen Loch und Stabrand. Dies hat zur Folge, daß bei dem gleichen Stabquerschnitt σ_{\max} bei einem Loch in der Mitte größer ist als σ_{\max} bei zwei Löchern in demselben Querschnitt. — In Heft 1 Ausgabe B behandelt Privatdozent Dr. Kögler,

der jetzige technische Direktor des Deutschen Eisenbauverbandes, der aus seinen vielfachen literarischen Arbeiten der Fachwelt wohl bekannt ist, zunächst einleitend die Notwendigkeit der Versuche im Eisenbau und den Arbeitsplan des Versuchsausschusses, bespricht die große Prüfungsmaschine des Vereins und ihre Verwendung und wendet sich alsdann den bisherigen Versuchen zu. Als solche werden besprochen und in ihren Ergebnissen praktischer Art gewürdigt: 1. Die Versuche mit Nietverbindungen, 2. die Versuche über die Knickfestigkeit gegliederter Stäbe (aus 2 C-Eisen), 3. die Versuche über Flacheisenverlaschung bei mittelbarer Stoßdeckung. Endlich werden die Bestrebungen des Vereins auf Vereinfachung im Material und in der Form der Niete, auf Beschränkung der Zahl der Nietdurchmesser und auf einheitliche Bezeichnung der Niete besprochen.

Schon diese kurze Inhaltsangabe dürfte genügen, um zu zeigen, wie reich der Inhalt des Heftes B 1 ist; in ihm findet der Fachmann Belehrung über so manche grundlegende, bisher noch nicht ausreichend geklärte Frage und somit kann das Heft allen Fachgenossen nur angelegentlichst zum eingehenden Studium empfohlen werden,

Ausstattung und Figuren der Hefte A 1 und B 1 sind der Verlagfirma, die wissenschaftlichen Darstellungen in ihnen der hervorragenden Verfasser würdig. Vivat sequentes!

M. F.

Der Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst. Von Dr.-Ing. A. Berlowitz. Berlin, Verlag Julius Springer 1915. Preis 2 M.

Die Abhandlung bespricht anschließend an den Wortlaut des § 330 StGB. den Begriff Bau, alsdann die Leitung und Ausführung eines Baues und die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst, weiter: Vorsatz und Fahrlässigkeit, Anstiftung, Mittäterschaft und Beihilfe, die gefährdeten Personen, die gefährdeten Rechtsgüter, die Gefährdung und die Verjährung. In seinem Schlußwort schlägt der Verfasser eine neue Fassung der § 330 vor und zwar:

Wer durch Mitwirkung an der Errichtung, Abänderung, Ausbesserung oder an dem Abbruch von Hoch- und Tiefbauten aller Art einschließlich der dazu gehörigen Vor- und Nebenarbeiten, andere infolge Verstoßes gegen die Regeln der Technik gefährdet, wird mit Geldstrafe bis zu 900 M. oder mit Gefängnis bis zu einem Jahre bestraft.

Die sehr klar geschriebene, übersichtliche Abhandlung, die sich vielfach auf Erfahrungen aus der Praxis stützt, sei allseitig bestens empfohlen.

M. F.

Das Sachverständigenwesen. Die gesetzlichen Bestimmungen und Verordnungen über die Anstellung und Beerdigung der Sachverständigen durch die Handelsvertretungen und die Gerichte im Deutschen Reich sowie die einschlägigen Gebührenordnungen. Im Auftrage des Verbandes Deutscher Gutachterkammern e. V. zusammengestellt und mit Hinweisen versehen von Kurt Perlewitz, berat. Ing., vereid. Sachverst. Verlag Julius Springer, Berlin 1915. Preis 2 M.

Die mit Hinweisen versehene Zusammenfassung enthält: Die reichsgesetzlichen Bestimmungen über Sachverständige, die landesgesetzlichen Bestimmungen betr. die von den Handelsvertretungen öffentlich angestellten und vereidigten Gewerbetreibenden, ferner landesgesetzliche Bestimmungen betr. die von den Gerichten ein für allemal beidigten Sachverständigen, und endlich in einem An-

hange Vorschriften über die Sachverständigen der Handelskammern Berlin, von der Oberpfalz, Regensburg und Hamburg. Den Schluß der Zusammenstellung bildet ein Sachverzeichnis. Allen denen, die als Sachverständige zu wirken haben, wird die Arbeit von Perlewitz sehr willkommen sein.

M. F.

Die Einflußlinien mehrfach gestützter Rahmenträger von Dr.-Ing. H. Marcus. Berlin, Verlag von Julius Springer 1915. Preis M. 1,20.

Die Veröffentlichung ist ein Sonderabdruck der hoch wertvollen Abhandlung von Dr. Marcus über das vorgenannte Thema, die im Armierten Beton 1915 erschienen ist. Der Abdruck wird allen Fachgenossen sehr willkommen sein und kann, namentlich in Anbetracht des vom Verlage sehr niedrig gestellten Preises, hoffentlich auf eine weite, den sehr übersichtlichen Arbeitsergebnissen entsprechende Verbreitung in den Kreisen der Statiker und der Eisenbetonfachleute rechnen.

M. F.

Die Technik und der Krieg. Zwei Vorträge gehalten in der Aula der Technischen Hochschule in Danzig. Von Prof. Dr. S. Roessler. Berlin, Verlag von Julius Springer. Preis 1 M.

Die beiden Vorträge behandeln: 1. „Die kulturgeschichtlichen Zusammenhänge“ und „Die Beziehungen im jetzigen Kriege“. Der erstere Vortrag befaßt sich vorwiegend mit den Wechselwirkungen von Krieg und Technik und zeigt, daß auf den beiden Pfeilern Krieg und Technik das Gebäude unserer ganzen kulturellen Existenz beruht, daß beide die Schöpfer jeder Macht über die Umwelt, die Werkzeuge und Erhalter der Machtorganisation des Staates und jeglicher Kultur sind. Der Geist der Disziplin ist eine der stärksten Quellen, aus denen die Kraft der deutschen Technik geflossen. Auch in den Begleiterscheinungen sind Krieg und Technik eins, wie durch ausführliche Darlegungen bewiesen wird. Ferner ist der Krieg immer ein hervorragender Förderer der Technik gewesen; auch hierfür werden wichtige Belege erbracht.

Im zweiten Vortrage wird in erweitertem Maße der Tätigkeit des Ingenieurs im gegenwärtigen Kriege gedacht. „Der Krieg ist ein Krieg der Technik im eminentesten Sinne.“ Diese Wirksamkeit zeigt sich auf dreifachem Gebiete: in den Waffen, den Beförderungsmitteln, der Nachrichtenübermittlung. Der Würdigung dieser 3 Gesichtspunkte dient der Vortrag, der in hochinteressanter Art auf all die grundlegenden Gesichtspunkte dieser neuzeitlichen technischen Kriegsführung mit deren wichtigsten Einzelheiten eingeht und ein anschauliches Bild der gewaltigen Leistungen entwirft, welche technische Wissenschaft und geniales Konstruieren in diesem Ringen gezeigt haben. Aber auch Handel und Wandel sind in gleich fruchtbringender Art während des Krieges durch die Technik beeinflusst, gefördert und gestärkt worden, auch sie hat einen hervorragenden Anteil an der Aufrechterhaltung unseres wirtschaftlichen und finanziellen Lebens und der auf diesen Gebieten bisher erreichten großen und nachhaltigen Erfolge!

Beide Reden sind nicht nur den Fachgenossen, sondern allen Deutschen, die in die tieferen Wirkungen und Verhältnisse dieses gewaltigsten Krieges eindringen wollen, aufs wärmste zu empfehlen; ein jeder wird sie mit dem Gefühl hoher Anerkennung für die Leistungen der deutschen Technik und ihrer Vertreter wieder aus der Hand legen. Möchten die Reden weit in unser Volk dringen!

M. F.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: M. Foerster, Dresden-Blasewitz. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.